



Technische Hochschule Würzburg-Schweinfurt

Bachelorarbeit

Zur Erlangung des akademischen Grades

Bachelor of Engineering

Nachweisführung der Gebäudeaussteifung
bei komplexen, unregelmäßigen Gebäudestrukturen mithilfe
von FE-Programmen

Fakultät: Architektur und Bauingenieurwesen

vorgelegt von: Jannik Zobel

19.07.2024

Technische Hochschule Würzburg-Schweinfurt

Bachelorarbeit zur Erlangung des

Akademischen Grades

Bachelor of Engineering

Nachweisführung der Gebäudeaussteifung bei komplexen, unregelmäßigen Gebäudestrukturen mithilfe von FE-Programmen

Fakultät: Architektur und Bauingenieurwesen

vorgelegt von: Jannik Zobel

Matrikelnummer: 5290044

Eingereicht bei: Prof. Dr.-Ing. Christoph Müller de Vries

Zweitgutachter: Stefan Busch M.Sc.

Tag der Einreichung: 19.07.2024

Sperrvermerk

In dieser Arbeit wurden interne, vertrauliche Daten verwendet die auf Informationen des Ingenieurbüros Starz Ingenieure basieren.

Diese Bachelorarbeit darf nur dem Erst- und Zweitprüfer, sowie befugten Mitgliedern der Prüfungsorgane offengelegt werden. Zudem erhält mb AEC Software GmbH ein Exemplar, da diese dankenswerterweise Softwarelösungen zu Verfügung gestellt hat.

Einblick erhalten Personen nur durch gleichzeitiges Einverständnis des Verfassers und des Unternehmens.

Gender Disclaimer

Um den Lesefluss aufrechtzuerhalten, verzichtet diese wissenschaftliche Arbeit bewusst auf das Verwenden von genderspezifischer Sprache.. Alle männlichen Formen beziehen sich gleichermaßen auf weiblich, divers, etc.

Kurzfassung

Die vorliegende Arbeit behandelt die Herangehensweise und Aussteifungsbemessung von komplexen Gebäudestrukturen. Im ersten Abschnitt werden die Grundlagen der Tragwerksplanung erörtert. Es wird näher auf die historische Entwicklung der Tragwerksplanung eingegangen und wie sich diese über die Jahre entwickelt hat. Früher idealisierte man Systeme in ein-, zwei- und dreidimensionale Bauwerksteile, wohingegen die Finite-Element-Berechnung die dominierende Stellung eingenommen hat.

Anschließend wird im zweiten Abschnitt die Grundlage der Finite-Element-Berechnung erklärt und auf gewisse Punkte, die es hierbei zu beachten gilt, eingegangen. Zudem erfährt der Leser wie man diese komplexen Ergebnisse richtig interpretiert und auswertet. Da diese Arbeit sich mit aussteifenden Stahlbetonbauteilen beschäftigt, wird hierzu auf das Materialverhalten eingegangen und unter linearen und nichtlinearen Verhalten unterschieden.

Im Anschluss daran wird näher auf das zu bearbeitende Projekt der Friedrichstraße 14 eingegangen. Dieses wurde als Skelettbau mit aussteifenden Stahlbetonwänden geplant. Diesen werden alle Horizontallasten zugewiesen und ausgewertet, ob sie genügend Widerstand aufweisen. Explizit wird hier das Verhalten des Betons auf Zugspannungen untersucht, sowie ob eine Bemessung nach Theorie I. Ordnung genügt.

Die Ergebnisse münden in einen Leitfaden, der es ermöglichen soll, mit der Softwarelösung von *dlubal rfem 6* Gebäude gleicher Art auf ihre Aussteifung zu untersuchen und diese zu gewährleisten.

Abstract

This work deals with the approach and bracing design of complex building structures. The first section explains the basics of structural planning. The historical development of structural planning is discussed in more detail and how it has developed over the years. In the past, systems were idealized in one-, two- and three-dimensional building parts, whereas the Finite element calculation has taken the dominant position.

The second section then explains the basis of the finite element calculation and addresses certain points that need to be taken into account. The reader also learns how to correctly interpret and evaluate these complex results. Since this work deals with stiffening reinforced concrete components, the material behavior is discussed and adjusted under linear and non-linear behavior.

The project to be worked on at Friedrichstrasse 14 will then be discussed in more detail. This was planned as a skeleton structure with reinforcing reinforced concrete walls. All horizontal loads are assigned to these and evaluated to see whether they have sufficient resistance. The behavior of the concrete in terms of tensile stresses is explicitly examined here, as well as whether design according to first-order theory is sufficient.

The results result in a guide that is intended to make it possible to use the llubal rfem software solution to examine the bracing of 6 buildings of the same type and to ensure this.

Inhaltsverzeichnis

1 Einleitung	1
1.1 Problemstellung	1
1.2 Ziel der Arbeit.....	2
1.3 Abgrenzung	3
2 Theoretische Grundlagen	4
2.1 Theorie I. und II. Ordnung.....	6
2.2 Grundlagen der Finite-Elemente-Methode.....	8
2.2.1 Umgang mit Singularitäten.....	11
2.2.2 Definition des FE-Netzes	12
2.2.3 Bewertung der Ergebnisse	14
2.3 Gebäudeaussteifung.....	16
2.3.1 Allgemeines	16
2.3.2 Aussteifungselemente	16
2.3.3 Anordnung der Aussteifungselemente	19
2.3.4 Nachweis der Zugspannungen.....	21
2.4 Besonderheiten im Stahlbetonbau	22
2.4.1 Linear-elastisches Materialverhalten	22
2.4.2 Nichtlineares Materialverhalten.....	23
3 Modellierung von komplexen Gebäudestrukturen	27
3.1 Randbedingungen der Gebäudestruktur	27
3.1.1 Baubeschreibung	27
3.1.2 Aussteifender Gebäudekern	28
3.1.3 Modellierungsgrundlagen.....	30
3.1.4 Lastenzusammenstellung.....	30
4 Analyse der Modelluntersuchungen	32
4.1 Modellanalyse des Beispielprojektes	40

4.2	Prüfung auf Plausibilität	40
4.2.1	Analyse mit mb AEC Software	43
4.2.2	Analyse mit Dlubal rfem 6	50
4.3	Vergleich der Programmergebnisse	56
4.3.1	Zugspannungen	56
4.3.2	Labilität.....	66
5	Reflektion der Analyse	72
6	Ausarbeitung eines Leitfadens zur Übertragung auf andere Projekte	74
6.1	Leitfaden.....	74
6.2	Ausblick.....	81
7	Literatur.....	83
Anhang	LXXXIV
1	Zugspannungen	LXXXVIII
2	Labilität	XCVI
3	Lastmodell Gebäudehülle.....	XCVIII
Eidesstattliche Erklärung	LXXXIV

Abbildungsverzeichnis

Abb. 1: Übersicht von horizontale Einwirkungen auf Tragwerke.....	1
Abb. 2: Bauwerk, Tragwerk und Tragsystem	4
Abb. 3: Einteilung von Tragwerken	5
Abb. 4: Schematischer Ablauf einer Diskretisierung	10
Abb. 5: Singularitäten an einspringenden Ecken.....	12
Abb. 6: Vergleich Schnittgrößen mit unterschiedlichen Elementgrößen.....	13
Abb. 7: vertikale Aussteifungselemente	17
Abb. 8: Fehlerhafte Anordnung der Gebäudeaussteifung im Grundriss	19
Abb. 9: Verdrehung um den Schubmittelpunkt	20
Abb. 10: Last-Verformungs-Diagramm.....	25
Abb. 11: Vorgehensweise einer nichtlinearen Berechnung	26
Abb. 12:Beispielprojekt.....	27
Abb. 13: Austeifende Bauteile EG	28
Abb. 14: Aussteifende Bauteile Regelgeschoss.....	29
Abb. 15: Aussteifende Bauteile Staffelgeschoss	29
Abb. 16: Abminderung E-Modul auf 80%	32
Abb. 17: Einstellungen für Rasterverdichtung	33
Abb. 18: Aufrufen der Filterfunktion	34
Abb. 19: Betonzugspannungen in y-Richtung.....	35
Abb. 20: Gefilterte Ergebnispunkte	36
Abb. 21: Musterwand	37
Abb. 22: Aktivierung Wandfußmoment	38
Abb. 23: Ergebnisschnitt setzen	38
Abb. 24: Resultierendes Wandfußmoment	39
Abb. 25: Verformung Decke Staffelgeschoss rfem 6 LF Eigengewicht.....	40
Abb. 26: Verformung Decke Staffelgeschoss mb workSuite LF Eigengewicht	41
Abb. 27: Verformungen Decke Erdgeschoss rfem 6 LF Eigengewicht.....	41
Abb. 28: Verformungen Decke Erdgeschoss rfem 6 LF Eigengewicht.....	42
Abb. 32: mb-workSuite Modell.....	43
Abb. 33: Horizontale Ersatzlasten Staffelgeschoss	44
Abb. 34: Aussteifende Bauteile	45
Abb. 35: Aussteifungszuordnung für Bauteile	46

Abb. 36: Übersicht gerissene und ungerissene Stahlbetonwände	47
Abb. 37: W201.2 und W201.3 mit verminderter Steifigkeit	48
Abb. 38: Visueller Labilitätsnachweis mb workSuite	49
Abb. 39: Zugspannungen infolge Lasten in -X-Richtung, σ_y , +	51
Abb. 40: Spannungen Fläche 521.....	52
Abb. 41: Spannungen Fläche 525.....	53
Abb. 42: Zugspannungen infolge Lasten in X-Richtung mit herabgesetzter Steifigkeit.....	54
Abb. 43: Aussteifung in Y-Richtung Wind als leitende Einwirkung	54
Abb. 44: Aussteifung in Y-Richtung Wind als leitende Einwirkung verminderte Steifigkeit ..	55
Abb. 45: Zugspannungen mb workSuite infolge LK8	57
Abb. 46: Zugspannungen rfem 6 infolge LK8	58
Abb. 47: Gerissene Wände infolge Steifigkeitsabminderung	59
Abb. 48: Nachweis Zugspannungen mit abgeminderter Steifigkeit.....	60
Abb. 49: Spannungen in X-Richtung nach Herabsetzen der Steifigkeit	61
Abb. 50: Modifizierte Stahlbetonwände rfem 6	64
Abb. 51: Visuelle Ausgabe der Zugspannungen mb workSuite	65
Abb. 52: Nachweis der Labilität mittels mb workSuite	66
Abb. 53: Resultierende Momente in -X-Richtung I. Ordnung	68
Abb. 54: Leitfaden Zugspannungen Schritt 1+2	75
Abb. 55: Leitfaden Zugspannungen Schritt 3.....	75
Abb. 56: Leitfaden Zugspannungen Schritt 4+5	76
Abb. 57: Leitfaden Zugspannungen Schritt 6.....	76
Abb. 58: Leitfaden Zugspannungen Schritt 7.....	77
Abb. 59: Leitfaden Zugspannungen Schritt 8.....	78
Abb. 60: Leitfaden Labilität Schritt 1.....	79
Abb. 61:Leitfaden Labilität Schritt 2-5	80
Abb. 62: Einfügen von Spannungs-Dehnungs-Beziehungen	82

Formelverzeichnis

Formel 1: Translationssteifigkeit von Tragwerken mit aussteifenden Bauteilen	6
Formel 2: Rotationssteifigkeit von Tragwerken mit aussteifenden Bauteilen.....	7
Formel 3: Unverschieblichkeit von Einzelbauteilen	7
Formel 4.1 – 4.2: Berechnung des Verzweigungslastfaktor	8
Formel 5: Hook'sches Gesetz.....	9
Formel 6: Stützenkopfverschiebung	17
Formel 7: Kopfverschiebung Rahmenbauweise	18
Formel 8: Steifigkeit für ungerissene Querschnitte bei Aussteifung	21
Formel 9.1-5.6: Verschiebungsbeziehungen.....	23
Formel 10: Kräftegleichgewicht am Endbalken	24
Formel 11: Steifigkeit 1	24
Formel 12: Steifigkeit 2.....	24
Formel 13: Wandfußmoment.....	37

Tabellenverzeichnis

Tabelle 1: Lastzusammenstellung.....	31
Tabelle 2: Vergleich Momente I. und II. Ordnung.....	56
Tabelle 3: Vergleich Zustand Betonbauteile	62
Tabelle 4: Resultierende Wandfußmomente in X-Richtung.....	69
Tabelle 5: Resultierende Wandfußmomente in Y-Richtung.....	70

Abkürzungsverzeichnis

Fachspezifische Abkürzungen

A	Querschnittsfläche
E	Elastizitätsmodul
EC	Eurocode
FE	Finite-Elemente
GZG	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit
GZT	Grenzzustand der Tragfähigkeit
I	Flächenträgheitsmoment
LF	Lastfall
LK	Lastkombination

Formelzeichen

a_{Ls} :	Bewehrung infolge linearen Schnittgrößen
a_{NLS} :	Bewehrung infolge nichlinearen Schnittgrößen
α_{cr} :	Erhöhungsfaktur zum Erreichen der ideellen Verzweigungslast
L	Gesamthöhe des Tragwerks oberhalb Einspannebene
n_s	Anzahl der Geschosse
n_{Ed} :	Verhältnis von einwirkender zu aufnehmbarer Normalkraft
F :	Einwirkende Lastgröße
F_{cr} :	ideelle Verzweigungslast des Tragwerks
F_{Ed} :	Bemessungswert der Einwirkungen auf das Tragwerk
$F_{V,Ed}$	Summe aller Vertikallasten mit $\gamma_F = 1,0$ (auf ausgesteifte und aussteifende Bauteile)

$E_{cd} I_c$	Summe der Nennbiegesteifigkeiten (Zustand I) aller vertikalen aussteifenden Bauteile, die nicht in der betrachteten Richtung wirken.
E_{cd}	Designwert Elastizitätsmodul
$F_{V,Ed,j}$	Vertikallast aller stützenden Bauteile j im Gebrauchszustand
f_{ctm} :	Mittlere Betonzugfestigkeit
$E_{cd} * I_\omega$:	Summe der Nennwölbsteifigkeiten aller gegen Verdrehung aussteifenden Bauteile
G_{cd} :	Schubmodul
$G_{cd} I_T$:	Summe der Torsionssteifigkeiten aller gegen Verdrehung aussteifenden Bauteile
H :	Horizontallast
h :	Stützenhöhe
I_T :	St. Venant'sches Torsionsflächenmoment
K :	Steifigkeitsmatrix
$\sigma_{x/y}$:	Lokale Spannungen der Flächen in X- und Y-Richtung
u :	Verschiebungsgröße
λ_{lim} :	Grenzschlankheit
$\varepsilon_{r/m}$:	Dehnung Randstäbe und Mittelstab
$\sigma_{r/m}$:	Spannung Randstäbe und Mittelstab
$N_{r/m}$:	Normalkraft Randstäbe und Mittelstab
r_j	Abstand der Stütze j vom Schubmittelpunkt M des Gesamtsystems
S :	Steifigkeit des Gesamttragwerks
v :	Stützenkopfverschiebung

1 Einleitung

1.1 Problemstellung

Grundsätzlich steht der Tragwerksplaner bei Planung einer Tragstruktur verschiedenen, verpflichtenden Aufgaben gegenüber. Er soll das Tragwerk so planen und ausführen, dass über der gesamten Nutzungsdauer eines Tragwerks dessen angemessener Wirtschaftlichkeit und Zuverlässigkeit gegeben ist.¹ Um diesen Anforderungen gerecht zu werden, müssen Bauwerke so konstruiert und errichtet werden, dass sie den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit, Tragfähigkeit und Anforderungen an die Dauerhaftigkeit standhalten.²

Ausgehend von diesen Aspekten, bedarf es dem Aufsteller sich geeignete Hilfsmittel zu Nutzen zu machen, die Dimensionen der Tragwerkselemente und dessen Verbindungen so minimalistisch wie möglich, aber hinreichend genau, wirklichkeitsnah mittels Modellen abzubilden.³ Hinzu kommt, dass es sich bei der Planung von Gebäuden um eine interdisziplinäre Zusammenarbeit aller am Projekt beteiligten Fachplaner handelt und die Planungsaufgabe für alle Beteiligten zufriedenstellend gelöst werden muss.⁴

Einwirkungen auf Tragwerke, auf die in dieser Arbeit näher eingegangen werden sollen, sind neben vertikalen Lasten, auch horizontale Lasten. Diese können sich aus Wind- und Erbebenlasten, zusätzlichern, nicht vermeidbaren, baulichen Schiefstellungen und Imperfektionen etc. ergeben.

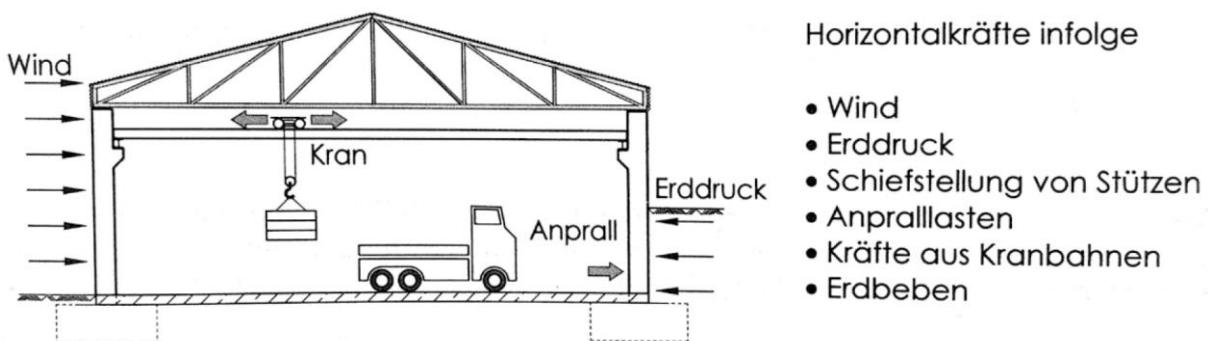


Abb. 1: Übersicht von horizontale Einwirkungen auf Tragwerke⁵

¹ vgl. [8] Deutsches Institut für Normung (2021), S. 27.

² vgl. [2] Andrej Albert, Joachim P. Heisel (2024), S. 3.3.

³ vgl. [15] Jahnke, G. (2023), S. 3.

⁴ vgl. [4] Bergmeister, K., Wörner, J.-D. (2003), S. 3.

⁵ vgl. [16] Leicher, G. W. (2014), S. 297.

1.2 Ziel der Arbeit

Die Ausarbeitung dieser Bachelorarbeit soll in erster Linie einen praxisorientierten Leitfaden zur Nachweisführung der Gebäudeaussteifung von unregelmäßigen, komplexen Gebäudestrukturen bieten.

Das Augenmerk liegt hierbei im Beton- und Stahlbetonbau. Unter Betrachtung der im Beton herrschenden Zugspannungen soll unter Verwendung von Finite-Elemente-Programmen (FE-Programmen) abgeschätzt werden, ob sich der Beton noch im Zustand I (ungerissen) oder bereits im Zustand II (gerissen) befindet und damit eine einhergehende Herabsetzung der Betonsteifigkeit relevant wird.⁶

Dabei wird ein Referenzprojekt mittels der Softwarelösung von *mb-WorkSuite* im Modul M130.de modelliert und ausgewertet. Dieses Modul untersucht die Einspannmomente an Wand- und Stützenfüße und überprüft deren Zuwächse nach Theorie II. Ordnung, ob diese, wie nach DIN EN 1991-1-1 gefordert, das 1,1-fache der Auswirkungen nach Theorie I. Ordnung betragen. Gleichzeitig kann man hier auch Bauteile selektieren und aus der Untersuchung ausschließen, bei denen der absolute Zuwachs vergleichsweise klein und unrelevant für die Beurteilung des Gesamttragwerks ist.⁷

Nach der Modellauswertung, wird in der Softwarelösung *rfem 6* des Herstellers *dlubal* das Tragwerk ebenfalls modelliert. Da zum aktuellen Zeitpunkt kein vergleichbares Zusatzmodul vom Hersteller angeboten wird, muss sich der Tragwerksplaner eigenständig um Überlegungen bemühen die vorherrschenden Zugspannungen in den Betonquerschnitten richtig zu interpretieren und einzuschätzen zu können. Die gängige Herangehensweise unter Verwendung von *rfem 6 – dlubal* ist, dass man mittels des Zusatzmodul „RF-BETON Flächen“ einen Ergebnisstab in den entsprechenden Wandscheiben implementiert. Dieser wird als fiktiver Stab, analog eines Schnittes, in die Wand eingelegt, um anschließend die Ergebnisse, wie Verformungen, Querkräfte, aber auch Spannungen, mittels Integration ausgeben zu lassen.

Anschließend werden die Ergebnisse verglichen und damit einhergehend ein allgemeingültiges Vorgehen erarbeitet, um mittels *rfem 6* die ausreichende Steifigkeit der Gebäudestruktur eines Tragwerks hinreichend genau nachweisen zu können.

⁶ vgl. [17] Leonhardt, F. (1984), S. 141.

⁷ vgl. [23] Sascha Heuß (2019), S. 33.

1.3 Abgrenzung

Im Rahmen dieser Arbeit wird ausschließlich lineares Materialverhalten den Bauteilen zugeschrieben. Die Nichtlinearitäten von Stahlbetonbauteilen sind durchaus bekannt, finden jedoch in den nachfolgenden Untersuchungen keine Beachtung. In Abschnitt 2 wird das Verhalten dieser Beziehungen aufgeführt. Es ist bekannt, dass durch Ansetzen von Nichtlinearitäten höhere Systemreserven aktiviert werden können, jedoch auf Kosten von Rechenzeit und -leistung. Auch andere Besonderheiten, die durchaus bei der Verwendung von FE-Programmen zu beachten sind, werden im Folgenden außer Acht gelassen und ein Verständnis für die prinzipielle Funktionsweise der Programme wird vorausgesetzt.

Des Weiteren existieren durchaus noch weitere Arten Gebäude auszusteifen. Beispielsweise werden Decken ohne Scheibenwirkung mittels Ringanker und -balken versehen. Das Vorhandensein dieser Möglichkeit wird unten zwar aufgegriffen, jedoch wird nicht näher auf den Lastfluss oder Tragfähigkeit solcher Systeme eingegangen.

Im vorliegenden Fall werden horizontale Einwirkungen aus Wind und Schiefstellungen berücksichtigt. Belastungen aus ggf. Erddruck, Erdbeben oder Dynamischen Lasten sind im Beispielprojekt zwar nicht zu erwarten, sollten jedoch im Allgemeinen durchaus mit in Betracht gezogen werden.

Laut Norm stehen zur Bemessung neben dem linearen und nichtlinearen Verhalten noch die linear-elastische Berechnung mit begrenzter Umlagerung, sowie die Plastizitätstheorie zur Verfügung. Untersuchungen auf das Tragverhalten aller vier Möglichkeiten würden die Kapazitäten dieser Ausarbeitung übersteigen.

2 Theoretische Grundlagen

Das Lösen einer Bauaufgabe ist ein interdisziplinäres Zusammenspiel von verschiedenen Fachbereichen. Ziel ist es, allen gestalterischen, funktionellen, konstruktiven, bauphysikalischen und baustoffspezifischen Forderungen bestmöglich gerecht zu werden und unter diesen eine geeignete Synergie zu schaffen.

Die baulichen Strukturen müssen so konstruiert werden, dass das Tragwerk selbst und dessen Teile mit ausreichender Sicherheit allen Einwirkungen auf dessen Vorhaltezeit standhält, mit annehmbarer Wahrscheinlichkeit den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit nicht überschreitet und die Dauerhaftigkeit der verwendeten Baustoffe gewährleistet wird. Allen voran muss sichergestellt werden, dass die Gegenüberstellung der einwirkenden Größen und den vom Tragwerk erbrachten Widerständen keine Gefährdung für Menschenleben darstellt und zusätzlich die wirtschaftlichen Folgen vertretbar sind.⁸

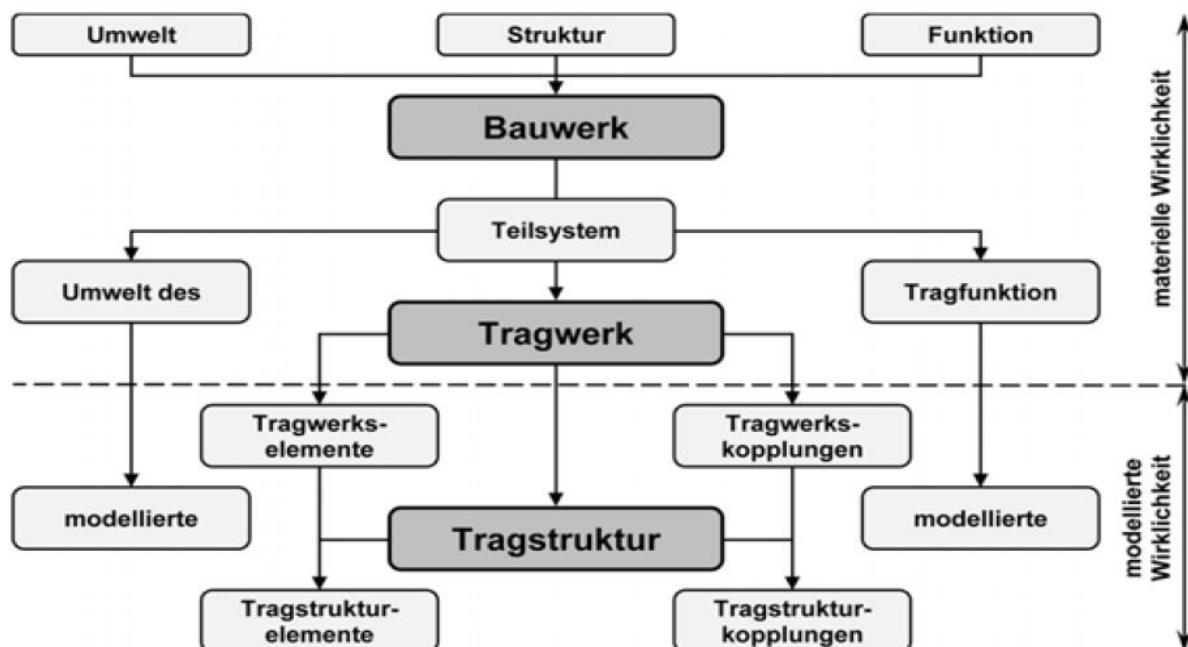


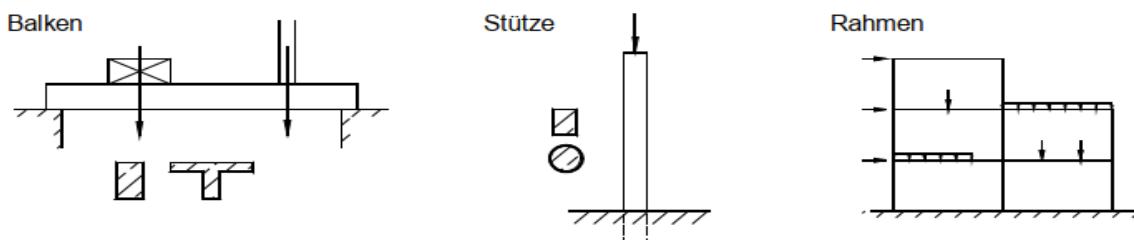
Abb. 2: Bauwerk, Tragwerk und Tragsystem⁹

⁸ vgl. [11] Goris, A. (2013), S. 16.

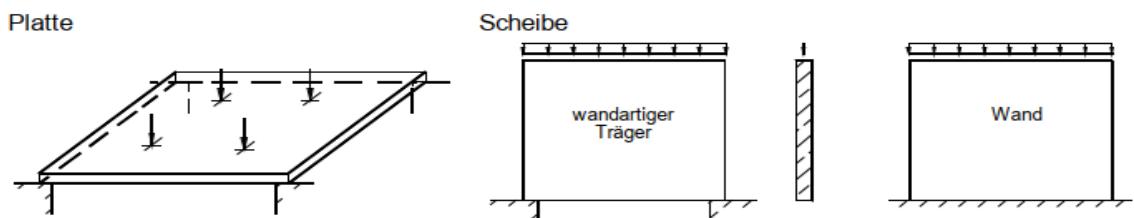
⁹ vgl. [20] Pech, A. (2018), S. 1.

Hierfür werden, wie in Abbildung 3 ersichtlich, für die Geometrie und des Trag- und Materialverhaltens Idealisierungen erforderlich. Zu den geometrischen Vereinfachungen gehören beispielsweise Bauteile in stabförmige, flächig ebene Bauteile und dreidimensionale Tragwerke zu idealisieren.

a) Stabtragwerke (eindimensional)



b) Flächentragwerke (zweidimensional)



c) Schalen (dreidimensional)

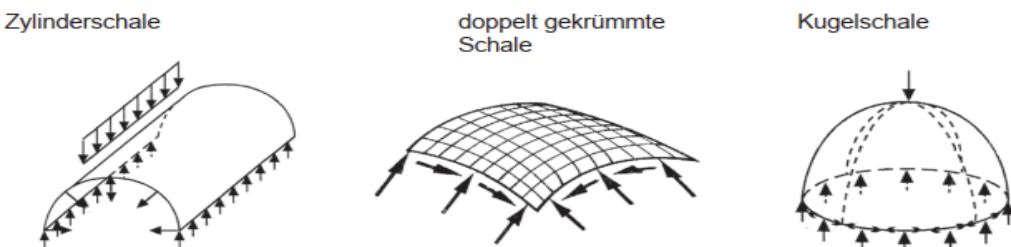


Abb. 3: Einteilung von Tragwerken¹⁰

Materialverhalten wird in elastische, elastische mit begrenzter Umlagerung, plastische und nichtlineare Verhalten eingeteilt. Dabei ist in Bezug auf den Beton- und Stahlbetonbau verstärkt Sorge zu tragen, dass das Superpositionsprinzip keinesfalls auf das nichtlineare Verhalten angewendet werden darf und somit jede Einwirkungs- und Lastfallkombination einer für sich selbststehenden Berechnung zu unterziehen ist. Hinzukommend werden Untersuchungen in so genannten Diskontinuitätsbereichen in der Nähe von hohen konzentrierten Lasten, Querschnittssprüngen oder Auflagerbereichen erforderlich.¹¹

¹⁰ vgl. [12] Goris, A. (2016), S. 3.

¹¹ vgl. [5] DAfStb, S. 46.

2.1 Theorie I. und II. Ordnung

Eine Aussteifungsberechnung wird verwendet, um die Gesamtstabilität infolge vertikaler und horizontaler Last nachzuweisen. Hierfür können Wände, Treppenhauskerne, Rahmenstrukturen und Decken herangezogen werden. Dabei muss sich der Aufsteller immer die Frage stellen, ob das Tragwerk nach Theorie I. oder II. Ordnung berechnet werden muss. Im Gegensatz zur Theorie I. Ordnung, berücksichtigt die Theorie II. Ordnung die Verformungen der Struktur und deren Einfluss der daraus zusätzlich resultierenden Kräfte. Ob ein Nachweis der Theorie II. Ordnung entfallen darf, kann mit den nachfolgenden Bedingungen der Translation und Rotation überprüft werden¹²:

$$\frac{F_{V,Ed} * L^2}{\sum E_{cd} I_c} \leq 0,31 * \frac{n_s}{n_s + 1,6}$$

Formel 1: Translationssteifigkeit von Tragwerken mit aussteifenden Bauteilen

- mit:
- L : Gesamthöhe des Tragwerks oberhalb der Einspannebene
 - n_s : Anzahl der Geschosse
 - $F_{V,Ed}$: Summe aller Vertikallasten mit $\gamma_F = 1,0$ (auf ausgesteifte und aussteifende Bauteile)
 - $E_{cd} I_c$: Summe der Nennbiegesteifigkeiten (Zustand I) aller vertikalen aussteifenden Bauteile, die nicht in der betrachteten Richtung wirken.
 - E_{cd} : $E_{cd} = \frac{E_{cm}}{1,2}$

Für die Anwendbarkeit der oben aufgeführten Formel gelten bestimmte Kriterien für das zu bearbeitende Tragwerk:

- die Vertikallast nimmt pro Stockwerk gleichmäßig zu
- die Schubkraftverformung ist vernachlässigbar
- ein ausreichender Torsionswiderstand ist gegeben
- über die Höhe konstante Steifigkeiten der aussteifenden Bauteile

¹² vgl. [6] Deutsches Institut für Normung (2011), S. 73.

$$\frac{1}{\left(\frac{1}{L} \sqrt{\frac{E_{cd} * I_\omega}{\sum_j F_{V,Ed,j} * r_j^2}} + \frac{1}{2,28} \sqrt{\frac{G_{cd} * I_T}{\sum_j F_{V,Ed,j} * r_j^2}} \right)^2} \leq 0,31 * \frac{n_s}{n_s + 1,6}$$

Formel 2: Rotationssteifigkeit von Tragwerken mit aussteifenden Bauteilen¹³

mit: $L, n_s, E_{cd}, I_c :$	Nach Formel 1
$F_{V,Ed,j}:$	Vertikallast aller stützenden Bauteile j im Gebrauchszustand, d.h.
	$\gamma = 1$
$r_j:$	Abstand der Stütze j vom Schubmittelpunkt M des Gesamtsystems
$E_{cd} * I_\omega:$	Summe der Nennwölbsteifigkeiten aller gegen Verdrehung aussteifenden Bauteile
$G_{cd} I_T:$	Summe der Torsionssteifigkeiten aller gegen Verdrehung aussteifenden Bauteile
$G_{cd}:$	$G_{cd} = \frac{E_{cd}}{[2(1+0,2)]}$

Die oben aufgeführten Zusammenhänge gelten für Tragwerke, die mit aussteifenden Bauteilen versehen sind. Dem gegenüber stehen Bauwerke deren Unverschieblichkeit ohne aussteifende Bauteile. Bauteile gelten als unverschieblich, wenn Auswirkungen der Bauteilverformungen sich weniger als 10% auf die Tragfähigkeit niederschlagen. Dies kann nach EC2 mit der Grenzschlankheit λ_{max} für Einzelbauteile überprüft werden.¹⁴

Es gilt:

$$\begin{aligned} \lambda_{lim} &= 25 && \text{für } |n| \geq 0,41 \\ \lambda_{lim} &= 16/\sqrt{n} && \text{für } |n| < 0,41 \end{aligned}$$

Formel 3: Unverschieblichkeit von Einzelbauteilen

$$\text{mit: } n = \frac{N_{ed}}{(A_c * f_{cd})}$$

¹³ vgl. [1] Albert, A., et al. (2016), S. 4.1.

¹⁴ vgl. [12] Goris, A. (2016), S. 10.

Die obenstehenden Beziehungen gelten im Bereich von Massivbauten. Im Bereich des Stahlbaus dient der Vergrößerungsfaktor α_{cr} als Kriterium, ob das Bauwerk nach Theorie I. oder II. berechnet werden muss. Das Bauwerk darf nach Theorie I. Ordnung berechnet werden sobald gilt, dass $\alpha_{cr} \geq 10$. Er gibt an um welchen Faktor eine Last erhöht werden kann, bis das System versagt.¹⁵

Es gilt:

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 10 \quad \text{elastische Berechnung}$$

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 15 \quad \text{plastische Berechnung}$$

Formel 4.1 – 4.2: Berechnung des Verzweigungslastfaktor

mit: α_{cr} : Erhöhungsfaktur zum Erreichen der ideellen Verzweigungslast

F_{Ed} : Bemessungswert der Einwirkungen auf das Tragwerk

F_{cr} : ideelle Verzweigungslast des Tragwerks

Dies sei jedoch nur der Vollständigkeitshalber angeführt und ist für das Beispielprojekt nicht relevant, da dies in der DIN EN 1992-1-1 ebenfalls nicht aufgeführt wird.

2.2 Grundlagen der Finite-Elemente-Methode

Die computergestützten Rechenmethoden, allen voran die Finite Elemente Methode, haben sich in den letzten Jahrzehnten zu einem unentbehrlichen Werkzeug in der Tragwerksplanung etabliert. Die heutigen leistungsstarken Programme, welche auf dem numerischen Verfahren basieren, helfen dem planendem Ingenieur Rechenaufgaben in kürzester Zeit und ohne Flüchtigkeitsfehler durchzuführen.

Historisch zurückblickend bildet die damalige Theorie der Stab- und Flächentragwerke mit ihrer Matrizenbeschreibung den Grundstein der heutigen FEM-Methode. Auf dieser Matrizenbeschreibung setzt die Deformationsmethode auf und setzt die, je nach Freiheitsgrad eines Knotens, Verschiebungs- und Verdrehungsgrößen als unbekannte Parameter für die Ermittlung der im Bauteil herrschenden Kräfte und Spannungen voraus.¹⁶

¹⁵ vgl. [7] Deutsches Institut für Normung (2012), S. 32.

¹⁶ vgl. [18] Link, M. (2014), S. 1f.

Das Grundprinzip der Finite-Elemente-Methode, wie bereits oben erwähnt, beruht darauf, dass mit gegebenen Lasten/Einwirkungen die Verschiebungen an den Knotenpunkten in Abhängigkeit zur Steifigkeit der einzelnen Bauteile eines Finiten Elementes gesucht werden. Mit dem heutigen Stand der Technik lassen sich mehrdimensionale Stabwerke, Scheiben, Platten- oder Schalenartige Bauteile trivial in FE-Teile zerlegen. Die Einteilung, auch Diskretisierung genannt der Bauteile in FE-Elemente, idealisiert ein reales Bauteil in endliche (finite) Teile und geht der Festlegungen von geometrischen Randbedingungen und Belastungen voraus. Folglich werden die einzelnen Steifigkeitsmatrizen der Elemente, worin Abmessungen und Materialeigenschaften enthalten sind, aufgestellt und additiv zu einer Gesamtsteifigkeitsmatrix K zusammengefasst. Deklariert man nun die einwirkenden Lastgrößen als F , so lässt sich folgende Beziehung zum Hook'schen Gesetz zusammenfassen.¹⁷

$$F = K * u$$

Formel 5: Hook'sches Gesetz

mit: F : einwirkende Lastgröße

K : Steifigkeitsmatrix

u : Verschiebungsgröße

¹⁷ vgl. [14] Herrmann, H. (2012), S. 170ff.

Gemäß Abbildung 4 lassen sich nach Ermittlung der Weggrößen die Dehnungen errechnen. Mithilfe des Materialgesetzes (Produkt aus Dehnung und E-Modul) ermitteln sich die Spannungen.

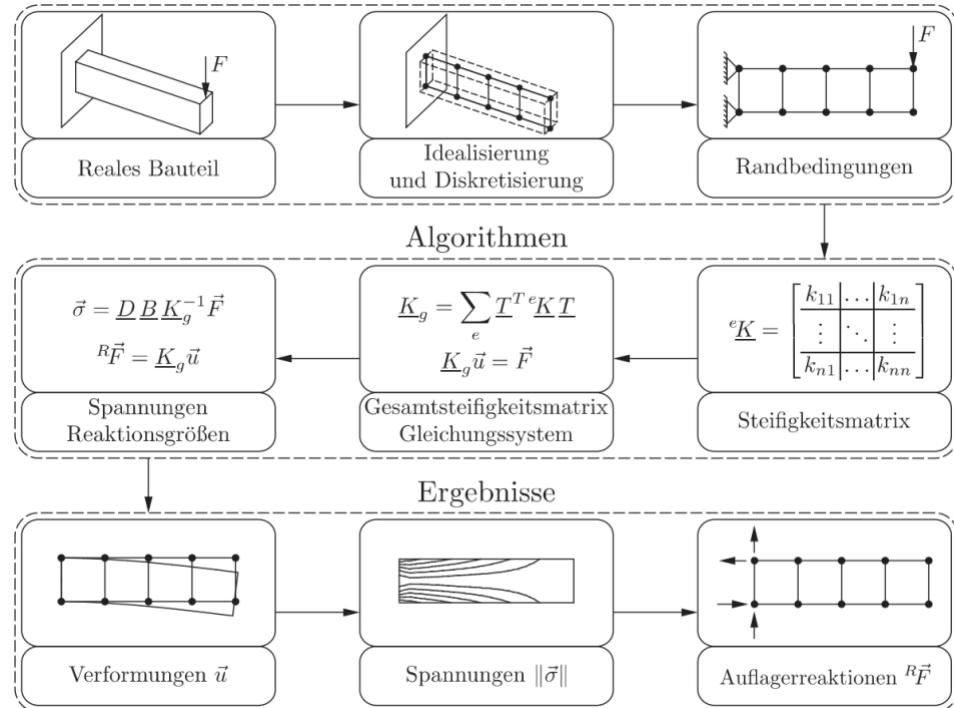


Abb. 4: Schematischer Ablauf einer Diskretisierung¹⁸

Die heutige Aufgabe des Bauingenieurs hat sich vom herkömmlichen „Rechnen“ hin zur Modellbildung und Resultatinterpretation verlagert. Hieraus gilt es umso mehr, die Ergebnisse solcher rechenintensiven Modellausgaben kritisch zu hinterfragen und gegebenenfalls die Tragwerksstruktur in geeigneten äquivalenten Systeme herunterzubrechen und die Ergebnisse der Software auf Plausibilität zu prüfen. Aus der alltäglichen Praxis heraus fällt auf, dass den Ergebnissen aus Computerberechnungen oft blind vertraut wird. Dabei weckt es den Eindruck, dass hochpreisige Programme fehlerfrei sein sollten. Durch das optisch ansprechende Interface wird dem Benutzer eine hohe technische Kompetenz vermittelt und suggeriert eine scheinbare Zuverlässigkeit der Anwendung. An dieser Stelle ist ein gesundes Maß an Misstrauen gegenüber des Solvers vonnöten, denn jeder Aufsteller hat die zugrunde gelegten Theorien und Arbeitsweisen der Programme zu verstehen und richtig zu interpretieren.

¹⁸ vgl. [24] Steinke, P. (2003), S. 4.

2.2.1 Umgang mit Singularitäten

Singularitäten treten in begrenzten Bereichen durch Konzentration von Steifigkeiten oder Belastungen auf ein infinitesimales Element auf. Im Allgemeinen sind Singularitäten Stellen, an denen keine realen Ergebnisse ermittelt werden können.

Im Rahmen der Finite-Elemente-Theorie ist es theoretisch nicht möglich, unendliche Spannungen an einer Singularitätsstelle zu erhalten. Beton, beispielsweise, wird sich an diesen Stellen durch Plastifizierung oder Rissbildung der Last entziehen. Deshalb muss der Aufsteller sich bei jeder auftretenden Singularität erneut fragen, was im entsprechenden Fall die Ursache für die ansteigenden Spannungen ist.¹⁹

Ursachen für Singularitäten können sein:

- einspringende Ecken bei Scheiben
- Punktlasten
- Punktlagerungen
- Mangelnde Informationen der Randbedingungen
- zu grobes FE-Netz

Sollten an diesen Stellen Singularitäten auftreten, so gilt es, beispielsweise bei einspringenden Ecken, auf eine ausreichend durchdachte konstruktive Durchbildung an den Ecken zu achten. Hier treten im Bereich der Öffnungen von Platten Querkräfte und Biegemomente mit theoretisch unendlich große Werte auf. Allerdings stellt dies nur ein Modellproblem dar und eine rechnerische Berücksichtigung oder eine Verfeinerung der Elementbildung ist nicht relevant. Zurückzuführen auf dieses Problem sind die geometrischen Randbedingungen. Am freien Rand müssen die Biegemomente in Richtung des Randes den Wert Null annehmen, gleichzeitig treten aber senkrecht dazu Biegebeanspruchungen auf. Verdeutlicht wird dies in Abbildung 5. An dieser Unstetigkeitsstelle im linken Bereich gilt $m_{x,r} \neq 0$, im rechten Bereich der Öffnung müsste das Biegemoment jedoch null sein. Dies führt zwar theoretisch zu unendlich großen Schnittgrößen, da aber die FE-Berechnung nur endlich große Werte liefern kann, sollte hier eine Ausrundung der spitzen Ecke erfolgen. Alternativ können die Spannungsspitzen integriert werden und entsprechend interpretiert werden.

¹⁹ vgl. [22] Rombach, G. A. (2007), S. 166.

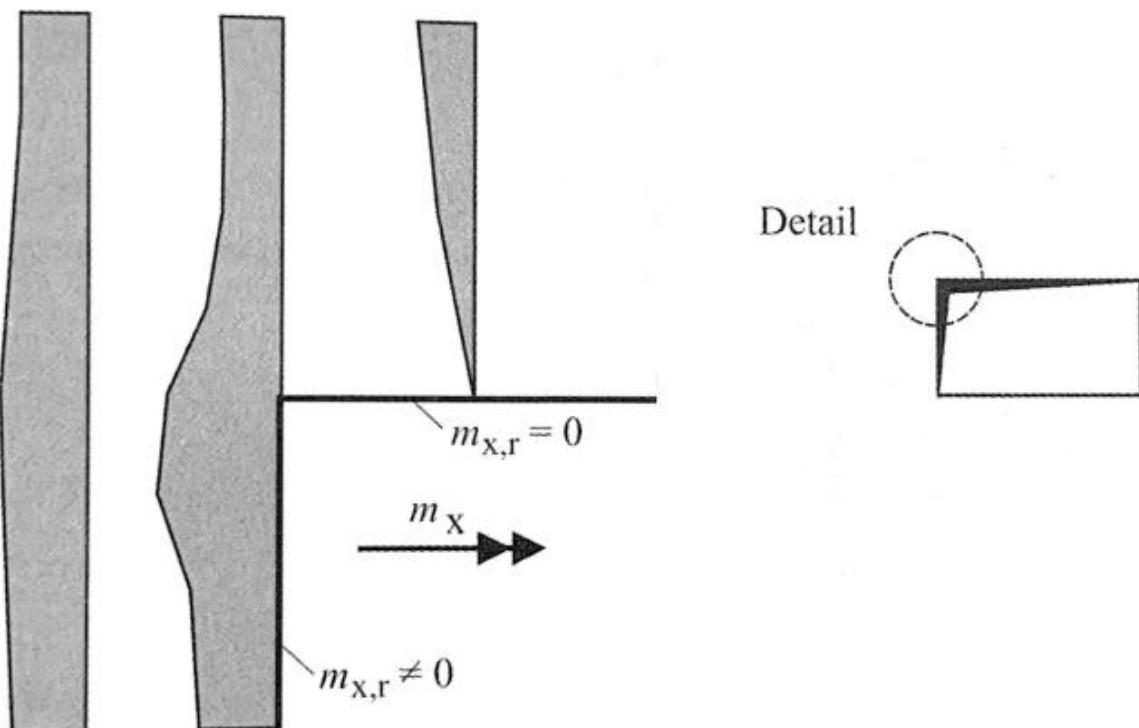


Abb. 5: Singularitäten an einspringenden Ecken²⁰

Bei Punktlasten oder -lagern kann man sich damit behelfen, auf eine entsprechende Lastfläche „umzuverteilen“ und eine Ausbreitung der Last bis zur Mittellinie der Platte anzunehmen. Im Bereich von Lagerungen empfiehlt es sich stets, die elastischen Lagerungsbedingungen den starren vorzuziehen. Unabhängig davon sind elastische Lagerungen der Realität um einiges näher. Punktförmige Lager sollten eher in Flächenlager umgerechnet werden. Dies erfolgt in der Regel indem man die Federkonstante des Punktligers in eine konstante Bettung über den gesamten Stützenquerschnitt überführt. Die Zustandsgrößen sollten zudem nicht an der Unstetigkeitsstelle selbst ausgewertet werden, sondern in unmittelbarer Umgebung. Gegebenenfalls ist hier eine Netzverfeinerung durchzuführen.²¹

2.2.2 Definition des FE-Netzes

Bevor die Berechnung erfolgt, muss ein geeignetes FE-Netz generiert werden. Zwar steigt auf Grund des Näherungsverfahrens der Finiten-Element-Methode die Genauigkeit der Ergebnisse mit zunehmender Netzverfeinerung, allerdings geht mit dieser auch ein größerer Rechenaufwand und eine größere Datenmenge einher. Somit folgt, dass man das Netz nur dort verstärkt diskretisieren sollte, wo dies für eine ausreichende Genauigkeit erforderlich ist. In Bereichen

²⁰ vgl. [22] Rombach, G. A. (2007), S. 168.

²¹ vgl. [3] Barth, C., Rustler, W. (2013), S. 206f.

von Einsprüngen, Wandenden oder Orten mit hohen konzentrierten Lasten können hohe Gradienten in Spannungen und Verzerrungen auftreten²²

Stand der Technik ist es, die Netzgenerierung vom PC automatisch ausführen zu lassen. Dieser berücksichtigt lediglich geometrische Randbedingungen. Etwaige Bereiche, in denen sich große Gradienten der Schnittgrößen befinden, unterliegen der Einschätzung des Aufstellers und müssen von diesem gesondert betrachtet werden. Daher erfordert auch die Netzgenerierung gute Kenntnisse der FE-Methode und der Eigenschaften des verwendeten Baustoffes.²³

Die Auswirkungen von unterschiedlichen Feinheitsgraden des FE-Netzes wird in Abbildung 6 gut verdeutlicht.

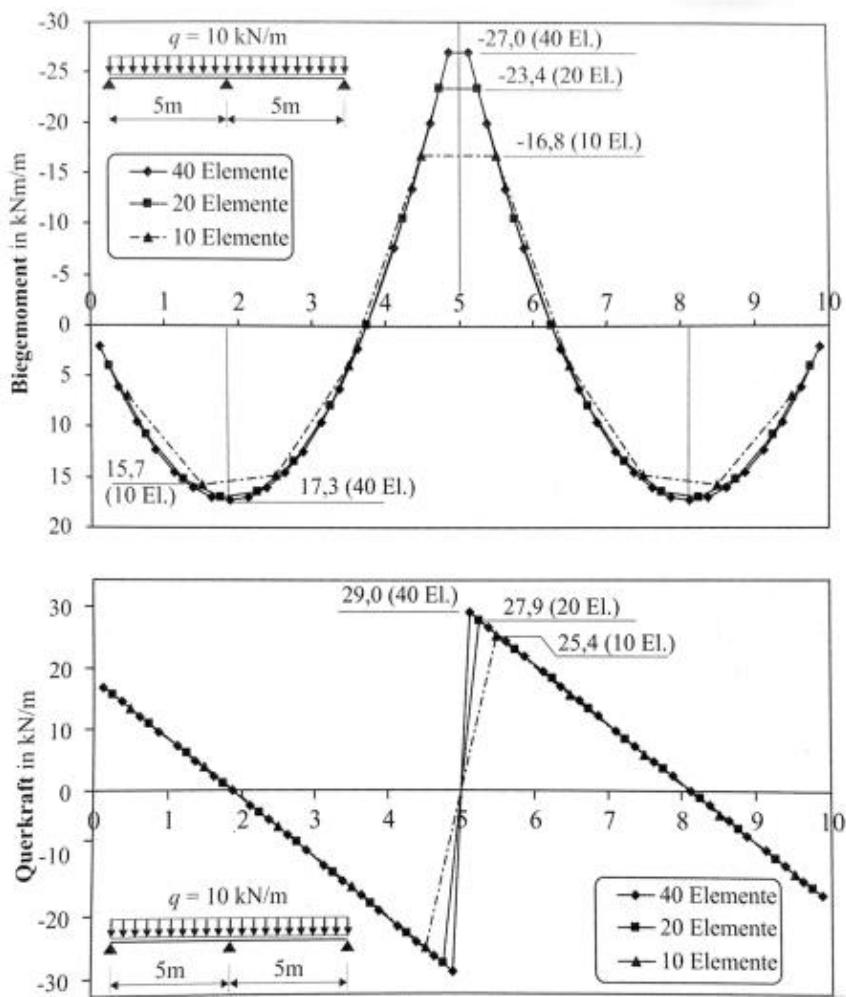


Abb. 6: Vergleich Schnittgrößen mit unterschiedlichen Elementgrößen²⁴

²² vgl. [3] Barth, C., Rustler, W. (2013), S. 126.

²³ vgl. [22] Rombach, G. A. (2007), S. 60.

²⁴ vgl. [22] Rombach, G. A. (2007), S. 216.

Hier wurde eine einachsig gespannte Platte mit einer Gleichlast beaufschlagt. In der oben aufgeführten Abbildung 6 werden die Schnittgrößenverläufe infolge von unterschiedlich großen Elementen dargestellt. Bei zehn Elementen liefert die FE-Analyse fast identische Werte wie analytisch ermittelte Werte. Erhöht man die Feinheit des Netzes auf 40 Elemente, wächst die Abweichung um 61%. Dies verdeutlicht die notwendige Sorgfältigkeit und zugleich die Fehleranfälligkeit bei der Wahl der Größe des FE-Netzes.

2.2.3 Bewertung der Ergebnisse

Um die Ausgabe der Finiten-Elemente-Berechnung auf ihre Plausibilität zu überprüfen, bietet es sich an, diese in zwei Schritten vorzunehmen. Der erste Schritt ist die Vorabkontrolle, welche sich in vier Abschnitte unterteilt:

- Grafische Darstellung des statischen Systems
- Kontrolle der Summen der Lasten jedes Lastfalls
- Grafische Darstellung der Verformungen
- Grafische Darstellung maßgebender Schnittgrößen

Die grafische Darstellung dient dazu, zu prüfen ob die Elemente sinnvoll, die Knotenpunkte richtig und vollständig zusammen eingegeben wurden, und der Lagerbedingungen korrekt sind. Anschließend sollte die Summe der Lasten je Lastfall zumindest überschlägig überprüft werden. Nach erfolgreicher Kontrolle sollten die Verformungen näher betrachtet werden. Diese geben Aufschluss über die korrekte Berücksichtigung der Lagerbedingungen und Gelenke. Die Krümmungen von Stäben und Flächen gibt einen guten Aufschluss auf Richtigkeit und Plausibilität. Im Anschluss dessen, sollten die Schnittgrößenverläufe lastfallweise für einige Bauteile betrachtet werden. Hier wird erkannt, ob beispielsweise Einzellasten richtig mit einbezogen werden oder ob hier schon überschlägige statische Berechnungen zur Überprüfung notwendig werden.

Zudem liefert die Bildung von einfachen Vergleichssystemen zum analytischen Abgleich ebenso schnelle Abhilfe in der Praxis.

Nach erfolgreicher Vorabkontrolle muss eine ausführliche Endkontrolle erfolgen. Hier sollten alle Eingabewerte und signifikante Ergebniswerte, falls diese nicht schon von vorhandener Erfahrung eingeschätzt werden können, genauer beurteilt werden.

Zu der detaillierten Überprüfung der Eingabewerte gehören:

- Zuordnung von Querschnitts- und Material- und Bemessungskennwerten
- Auflager- und Gelenkdefinitionen
- Ort, Größe, Dimension und Vorzeichen von Lasten
- Vorschrift zur Lastfallübertragung

Die Überprüfung von signifikanten Ergebnissen beinhaltet:

- Summe der Auflagerkräfte
- Die Ermittlung der Schnittgrößen nach dem klassischen Verfahren der Baustatik
- Durchbiegungen²⁵

²⁵ vgl. [25] Werkle, H. (2007), S. 161ff.

2.3 Gebäudeaussteifung

2.3.1 Allgemeines

Außer dem vertikalen Lastabtrag, muss das Tragwerk auch den horizontalen Widerstand mit genügend Sicherheit zufriedenstellend erfüllen. Diese können, wie schon eingangs erwähnt, unter anderem primär aus Wind, Erddruck, Schieflagen oder auch Erdbeben entstehen. Gegen diese Einwirkungen muss jedes Bauwerk stabilisiert oder ausgesteift werden. Sollte ein Bauwerk durch Fugen in Abschnitte unterteilt sein, so gilt es jedes Tragwerksteil für sich ordnungsgemäß auszusteifen. Hierzu kann man zusätzliche Elemente in die Gebäudestruktur einpflegen, oder man weist den ohnehin schon vorhandenen Bauteilen zusätzlich zu ihren vertikalen Lastabtrag noch eine aussteifende Aufgabe hinzu. Dies kann jedoch zu vergrößerten Querschnitten und höheren Materialausnutzungen führen.²⁶

2.3.2 Aussteifungselemente

Die Aussteifungselemente werden in horizontale und vertikale Elemente unterteilt. Die Geschoßdecken fungieren hierbei als horizontale Scheibenelemente, welche die vertikalen Aussteifungselemente miteinander verbinden und die horizontalen Lasten auf die vertikalen Elemente weiterleiten. Die waagrechten Aussteifungselemente können aus verschiedenen Baustoffen bestehen. Nicht nur starre Stahlbetondecken werden den Anforderungen gerecht. So lassen sich auch Trägerdecken aus Stahlträgern oder Holzbalken mittels Schalung oder Diagonalen zu starren Scheiben verbinden.²⁷

Für die Realisierung der vertikalen Aussteifungselemente kann man auf verschiedene Konstruktionen zurückgreifen. Alle der im Folgenden aufgeführten Systeme sind in ihrer Ebene stabil und mit zunehmender Steifigkeit aufgelistet.

- a) Eingespannte Stützen
- b) Rahmen
- c) Verbände
- d) Wandscheiben

²⁶ vgl. [12] Goris, A. (2016), S. 63.

²⁷ vgl. [12] Goris, A. (2016), S. 63.

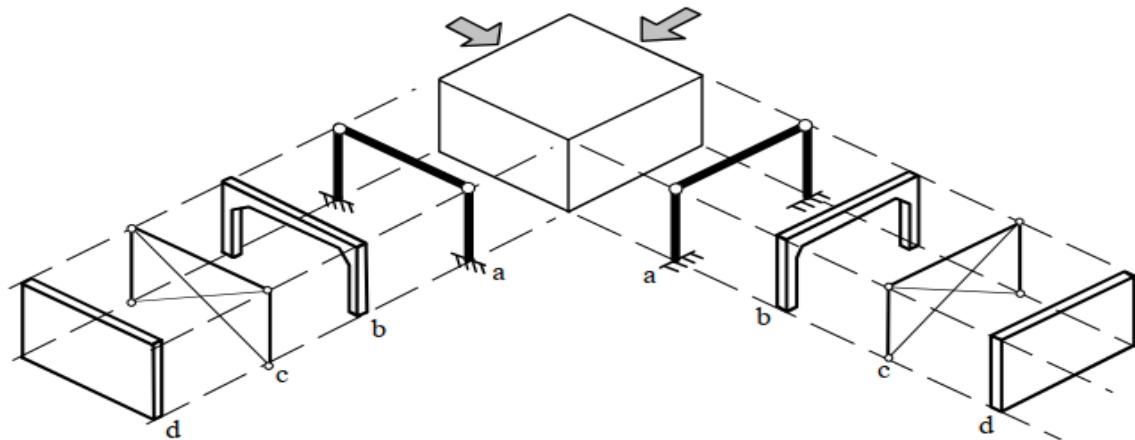


Abb. 7: vertikale Aussteifungselemente²⁸

Eingespannte Stützen

Eingespannte Stützen werden durch die Horizontalkraft auf Biegung beansprucht, woraus eine Stützenkopfverschiebung v_1 resultiert. Da die Stützenkopfverschiebung groß ist, verbindet man mehrere Stützen mit der Horizontalen, so teilt sich das entstehende Moment auf alle Stützen auf. Die Verschiebung am Kopfende nimmt mit der 3. Potenz der Stütze zu, so bedingt dies eine 8-fache Stützenkopfverschiebung.

$$v_1 = \frac{1}{3} * \frac{H * h^3}{E * I}$$

Formel 6: Stützenkopfverschiebung²⁹

mit: H : Horizontallast

h : Stützenhöhe

E : Elastizitätsmodul

I : Trägheitsmoment

Zwar können allseits eingespannte Stützen Gebäude sowohl in x-Richtung als auch in y-Richtung aussteifen, da eine Vergrößerung der Stützen aber einen stärkeren Zuwachs der Verschiebungen bedingt, ist diese Aussteifungsvariante lediglich für ein- bis zweistöckige Gebäude anzuwenden³⁰

²⁸ vgl. [16] Leicher, G. W. (2014), S. 309.

²⁹ vgl. [16] Leicher, G. W. (2014), S. 300f.

³⁰ vgl. [16] Leicher, G. W. (2014), S. 300f.

Rahmen

Spannt man gedanklich die eingespannte Stütze auch am Kopf ein, so erhält man einen biegesteifen Rahmen. Hierdurch erfährt die Biegelinie in halber Höhe einen Wendepunkt, denn an dieser Stelle ist das Biegemoment Null. Am Momentennullpunkt beträgt die wirkende Querkraft der H-Last, allerdings besitzt sie hier nur den halben Hebelarm, was die Stützenkopfverschiebung v_2 durch die 3. Wurzel auf ein Achtel reduziert.

$$v_2 = \frac{1}{3} * \frac{H * \left(\frac{h}{2}\right)^3}{E * I} = \frac{1}{24} * \frac{H * h^3}{E * I} = \frac{1}{8} * v_1$$

Formel 7: Kopfverschiebung Rahmenbauweise³¹

Rahmen können als statisch bestimmte Systeme (Dreigelenkrahmen) konstruiert werden, oder durch Reduzierungen der Gelenke in statisch unbestimmte Systeme überführt werden. Diese sind zwar steifer, erhalten aber auch zusätzliche Belastungen aus Setzungen und Temperaturunterschiede. Vertretbar ist die Verwendung von Rahmen für drei- bis fünfgeschossige Bauten. Mit zunehmender Höhe geht auch eine Vergrößerung der Querschnitte einher.³²

Streben, Fachwerke und Verbände

Betrachtet man eine Verbindung zweier Geschossdecken mittels einer gelenkigen Stütze, so ist es möglich, diese durch Anordnung von Streben oder auch Diagonalen auszukreuzen. Hieraus resultiert ein Fachwerk. Die Diagonalen übernehmen hierbei Druck und Zug bzw. bei druckschwachen Gliedern jeweils nur Zug. Zusätzlich ist bei Druck die Knickgefährdung zu beachten. Auf aussteifende Fachwerke wurden hier nur der Vollständigkeitshalber eingegangen, da sie zu den allgemeinen Aussteifungssystemen gehören, erwähnt und sollen hier nicht weiter behandelt werden.³³

Scheiben

Dehnt man Stützen in eine Richtung aus, so ergibt sich eine Wand bzw. Scheibe. Diese sind nur in ihrer Ebene wirksam. In Querrichtung wirken sie wie eine Pendelstütze. Dadurch können sie in Querrichtung keine horizontale Lasten aufnehmen. Ausgeschlossen Stahlbetonwände, die hierfür ausreichend bemessen und bewehrt sind.³⁴

³¹ vgl. [16] Leicher, G. W. (2014), S. 300f.

³² vgl. [16] Leicher, G. W. (2014), S. 13.

³³ vgl. [16] Leicher, G. W. (2014), S. 302.

³⁴ vgl. [16] Leicher, G. W. (2014), S. 304.

2.3.3 Anordnung der Aussteifungselemente

Planmäßige und unplanmäßige horizontale Lasten aus Windlasten wirken flächig auf die Gebäudehülle und werden von diesen meist linienförmig auf die horizontalen Decken, die hier als Scheiben fungieren, aufgenommen. Die Linienlasten versuchen die Geschossebenen gegeneinander zu verschieben. Um diese relativen Verschiebungen zu vermeiden, gilt es bei der Platzierung vertikaler Aussteifungselemente einige Regeln zu beachten. Hierfür sind immer mindestens drei Scheiben und eine verbindende Platte vorzusehen. Fasst man die einwirkende Linienlast zu ihrer Resultierenden zusammen, so entsteht bei exzentrischem Angriff zum Schubmittelpunkt ein Moment (Rotation). Hinzukommen die Verschiebungen in Richtung der Gebäudehauptachsen y und z (Translation). Daher sollte auf die Platzierung der aussteifenden Elemente schon in der frühen Entwurfsphase Rücksicht genommen und der planende Architekt miteinbezogen werden. Ob ein Bauwerk hinsichtlich gegen Translation und Rotation gemäß Norm ausreichend ausgesteift ist, kann mit den auf den vorherigen Gleichungen 1 und 2 beurteilt werden.³⁵

Um diese relativen Verschiebungen und Verdrehung zu vermeiden, gilt es bei der Platzierung vertikaler Aussteifungselemente Regeln zu beachten. Die Anordnung darf nicht beliebig gewählt werden. Die Wirkungslinien der aussteifenden Bauteile dürfen sich keineswegs alle in einem Punkt schneiden. Zwar wäre der Querschnitt gegen Biegebeanspruchung aus der Krafteinwirkung in der Scheibenachse widerstandsfähig, allerdings würde das System gegen Verdrehung versagen. Dies gilt im Übrigen auch für drei parallele Aussteifungswände, da sich deren Wirkungslinien im Unendlichen schneiden.

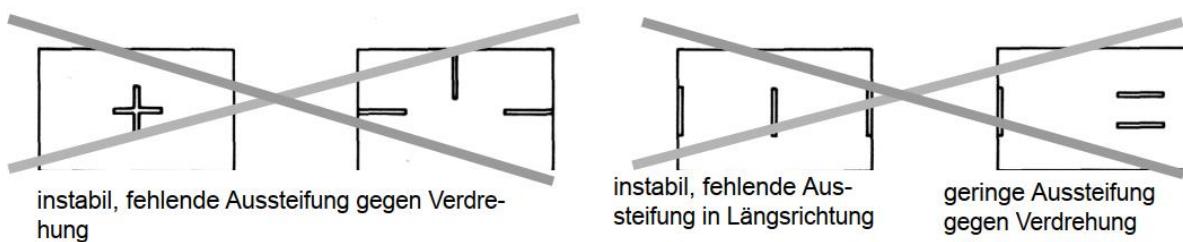


Abb. 8: Fehlerhafte Anordnung der Gebäudeaussteifung im Grundriss³⁶

³⁵ vgl. [1] Albert, A., et al. (2016), S. 4.1.

³⁶ vgl. [12] Goris, A. (2016), S. 6.

Des Weiteren gilt es, die Aussteifungselemente in einem möglichst großen Abstand vom Schwerpunkt der Gebäudemassen im Grundriss zu situieren. Sollte der Schwerpunkt der Steifigkeit nicht mit dem Schwerpunkt der Gebäudemasse annähernd übereinstimmen, entstehen zusätzliche Kräfte auf die Aussteifungselemente durch Rotation der Massen um das Steifigkeitszentrum. Zudem sollte vermieden werden, große Sprünge in den einzelnen Geschossen zu generieren. Dies ist oft eine Problematik da höhere Gebäude in der Erdgeschossebene große, ofene, aufgelöste Grundrisse besitzen und erst in den darüber liegenden Ebenen regelmäßige Grundrisse durch Wohnungsbau aufweisen.

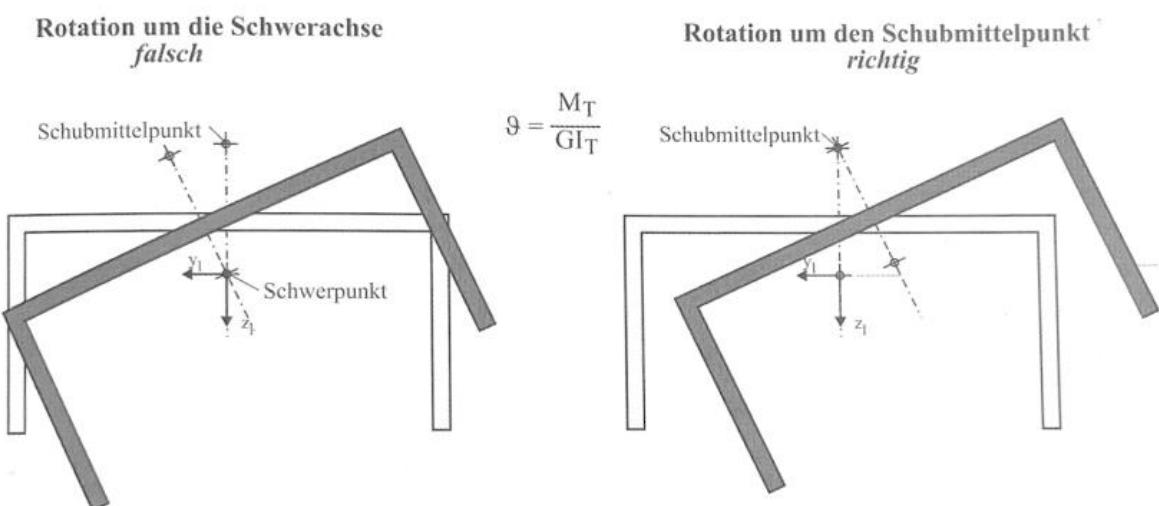


Abb. 9: Verdrehung um den Schubmittelpunkt³⁷

Folglich lassen sich untenstehende Empfehlungen für die Ausbildung einer Gebäudeausteifung zusammenfassen:

- Anordnung sollte möglichst Zwängungen vermeiden, ggf. Dehnfugen vorsehen
- Schubmittel- und Schwerpunkt sollten nah beieinander liegen
- Verbände und Scheiben sollten im großen Abstand zueinander angeordnet werden³⁸

³⁷ vgl. [22] Rombach, G. A. (2007), S. 173.

³⁸ vgl. [4] Bergmeister, K., Wörner, J.-D. (2003), S. 86f.

2.3.4 Nachweis der Zugspannungen

Ziel ist es, die Zugspannungen in den aussteifenden Stahlbetonbauteilen unter der, von der Betonfestigkeitsklasse abhängigen, Zugfestigkeit f_{ctm} zu halten, um somit eine Abminderung der Biegesteifigkeit EI auf 40% zu vermeiden.

Um die Vorgehensweise zu verdeutlichen, wird hierzu die oben betrachtete Beispielwand mittig mit einer Kopfbelastung von 40 kN versehen. Gemäß DIN EN 1992-1-1, Anhang H wird hierzu die Steifigkeit auf 80% herabgesetzt. Dies spiegelt die Annahme wider, dass der Beton ungerissen ist. Hierbei ist zu beachten, dass das E-Modul des Betons in rfem 6 die Gleichung H.3 des Anhangs H erfüllt:

$$EI \approx 0,8 * E_{cd} * I_c$$

Formel 8: Steifigkeit für ungerissene Querschnitte bei Aussteifung³⁹

mit: E_{cd} : $E_{cd} = \frac{E_{cm}}{1,2}$

³⁹ vgl. [6] Deutsches Institut für Normung (2011), S. 227.

2.4 Besonderheiten im Stahlbetonbau

Der Baustoff Stahlbeton ist ein Verbundbaustoff, der durch seine verschiedenen, zur Herstellung notwendigen Zuschlagsstoffe und -mittel zu einem inhomogenen Werkstoff wird. Die verschiedenen Bestandteile des erhärteten Betons, zu denen sich Zementleim, Luftporen und Bewehrung zählen, führen in der Realität zu einem nichtlinearen Materialverhalten. Die meisten FE-Berechnungen stützen sich jedoch auf die Annahme eines in sich homogenen Werkstoffes.

Hierdurch ergibt sich ein Verbundwerkstoff, der über die Querschnittshöhe, auf Grund seiner unterschiedlichen Materialeigenschaften, ein nichtlinearer Baustoff ist. Über diese Vereinfachung muss sich der Tragwerksplaner im Klaren sein und ggf. ein nichtlineares Materialverhalten bei beispielsweise Verformungen berücksichtigen.

2.4.1 Linear-elastisches Materialverhalten

Auch wenn gewisse Tragwerksbereiche als gerissen vorliegen, geht man bei linear-elastischen Berechnungen in der Regel von Querschnittssteifigkeiten im Zustand I (ungerissen) aus. Die möglichen Steifigkeitsänderungen durch Schnittgrößenumlagerungen werden vernachlässigt. Insbesondere bei Schnittgrößen infolge Zwang und Verformungen entspricht dies nicht der Realität. Dies hat in vielen Fällen eine unwirtschaftliche Bemessung zur Folge. Die linear-elastische Berechnung liefert somit nur realistische Ergebnisse, solange die Annahmen von linear-elastischem Baustoffverhalten, ungerissenem Zustand und gleichbleibender Verteilung der Querschnittssteifigkeiten über das gesamte Tragwerk zutreffen. Diese Ergebnisse liegen meist auf der sicheren Seite. Hier wird angenommen, dass das Tragwerk bei Erreichen der Grenzdehnungen versagt. Dies ist allerdings nur bei statisch bestimmten Tragwerken zutreffend. Bei statisch unbestimmten Tragwerken bestehen durch Umlagerungsmöglichkeiten erhebliche Tragreserven.⁴⁰

⁴⁰ vgl. [5] DAfStb, S. 46.

2.4.2 Nichtlineares Materialverhalten

Im Rahmen der Bemessung von Stahlbetontragwerken erfolgt für den Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) ein Vergleich der einwirkenden Schnittgrößen mit den aufnehmbaren Schnittgrößen auf Querschnittsebene im sogenannten „Riss“ unter Berücksichtigung nichtlinearer Druck-Dehnungsbeziehungen ohne Beachtung der Betonzugfestigkeit. Diese Herangehensweise berücksichtigt lediglich die typische Rissbildung mit den entsprechenden nichtlinearen Stoffgesetzen bei der Querschnittsbetrachtung. Wachsen die Dehnungen überproportional zu den sich im Bauteil herrschenden Spannungen, so sind die Voraussetzungen nicht mehr gegeben und es wird ein nichtlineares Materialgesetz und eine iterative Berechnung notwendig.⁴¹⁴²

Das nichtlineare Materialverhalten soll an einem kurzen Beispiel erläutert werden.

Man spannt drei parallel gehaltene Stäbe, mit gleichem Querschnitt nebeneinander ein, wovon der mittlere der drei die doppelte Länge besitzt. Diese werden über einen Querbalken verbunden und mit einer Kraft F belastet. Es treten in den zwei äußeren Stäben doppelt so große Dehnungen wie im Mittleren auf.

$$\begin{aligned} \varepsilon_r &= \frac{u}{l} & \varepsilon_m &= \frac{u}{2l} \\ \sigma_r &= \frac{E * u}{l} & \text{und} & \sigma_m = \frac{E * u}{2l} \\ N_r &= \frac{E * A * u}{l} & N_m &= \frac{E * A * u}{2l} \end{aligned}$$

Formel 9.1-5.6: Verschiebungsbeziehungen⁴³

mit: $\varepsilon_{r/m}$: Dehnung Randstäbe und Mittelstab

u : Verschiebung

$\sigma_{r/m}$: Spannung Randstäbe und Mittelstab

$N_{r/m}$: Normalkraft Randstäbe und Mittelstab

⁴¹ vgl. [19] Meiswinkel, R. (2001), S. 30.

⁴² vgl. [3] Barth, C., Rustler, W. (2013), S. 113.

⁴³ vgl. [14] Herrmann, H. (2012), S. 160f.

Bildet man das Gleichgewicht am Endbalken so ergibt sich

$$\Delta F = 2N_r + N_m = 2,5 \frac{E * A}{2l} * \Delta u$$

Formel 10: Kräftegleichgewicht am Endbalken⁴⁴

mit: ΔF : Kraft am Endbalken

mit der Steifigkeit S folgt

$$S_1 = 2,5 \frac{E * A}{l}$$

Formel 11: Steifigkeit 1⁴⁵

mit: S_1 : Steifigkeit des Gesamttragwerks vor Grenzdehnung der Randstäbe

Diese Gleichungen gelten nur für ein lineares Materialgesetz. Wird die Grenzlast überschritten, wird das E-Modul der Randstäbe zu Null, jedoch können diese weiter verformt werden ohne weitere Lasten aufzunehmen. Da der mittlere Stab erst bis zur Hälfte ausgenutzt ist, kann die Last mit der Steifigkeit S_2 des Systems gesteigert werden.

$$S_2 = 0,5 \frac{E * A}{l}$$

Formel 12: Steifigkeit 2⁴⁶

mit: S_2 : Steifigkeit des Gesamttragwerks nach Grenzdehnung der Randstäbe

⁴⁴ vgl. [14] Herrmann, H. (2012), S. 160f.

⁴⁵ vgl. [14] Herrmann, H. (2012), S. 160f.

⁴⁶ vgl. [14] Herrmann, H. (2012), S. 160f.

Dies wird in Abbildung 10 in einem Diagramm aufgezeigt.

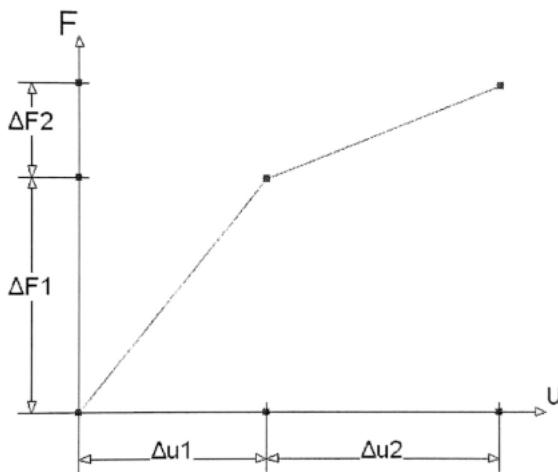


Abb. 10: Last-Verformungs-Diagramm⁴⁷

Daraus folgt, dass eine nichtlineare Berechnung immer auf einer Summe von linearen Berechnungen aufbaut, bei denen sich im Tragwerk die Steifigkeit in jedem Lastschritt ändert. Ändert sich nun noch auch jedes Mal die Steifigkeit des Systems, so muss dies durch eine Gleichgewichtsiteration korrigiert werden.⁴⁸

Im EC2 wird eine nichtlineare Erfassung des Materialverhaltens sowohl bei der Schnittgrößenermittlung und Verformungsermittlung als auch bei der Bemessung ermöglicht. Mit diesem Verfahren erhält man eine realistische Steifigkeitsverteilung, die die Schnittgrößenverteilung wirklichkeitsnah wiedergibt. Im EC2 wird im Abschnitt 5.7 NA6. bis NA.15 mittels Teilsicherheitsbeiwerten für Einwirkungen und Widerstände die Formänderungen auf Basis des Spannungs- und Dehnungsdiagrammes von Beton und Betonstahl mit Mittelwerten der Baustoffeigenschaften ermittelt. Die Tragfähigkeit gilt als erschöpft, sobald in einem beliebigen Querschnitt die kritische Stahl- bzw. Betondehnung erreicht ist. Für genaueres Vorgehen wird auf den EC2 verwiesen.

Im Gegensatz zu der linearen Methode, bei der die Bemessung ohne Kenntnis einer erforderlichen Bewehrung erfolgen kann, muss bei der nichtlinearen Methode eine Bewehrung vorgegeben werden. Der erste Schritt ist trotz allem zu Beginn eine lineare Analyse zu starten, welche die erforderliche Bewehrung a_{Ls} liefert.. Eine sich anschließende nichtlineare Berechnung mit

⁴⁷ vgl. [13] H. Herrmann (2012), S. 159ff.

⁴⁸ vgl. [13] H. Herrmann (2012), S. 159ff.

dieser ermittelten Bewehrung $a_{NLs} = a_{Ls}$ führt zu den Schnittgrößen S_{NL} . Die darauffolgenden Iterationsschritte müssen sich anschließend so lange wiederholen bis $a_s = a_{NLs}$ gilt. Hintergrund der Iteration ist, dass hier das Prinzip der Superposition nicht angewendet werden darf und es erforderlich ist, bei jedem neuen Rechengang die hierbei geltende Steifigkeitsmatrix des gerissenen Querschnitts berücksichtigt werden muss. Die folgende Abbildung erläutert das Vorgehen nochmals grafisch.⁴⁹

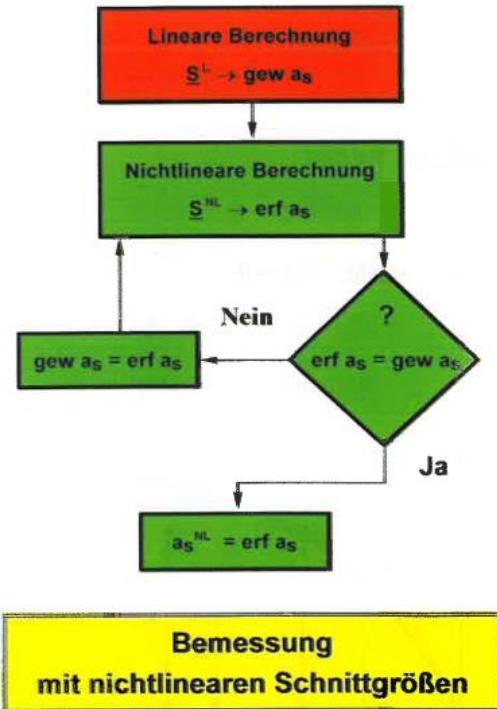


Abb. 11: Vorgehensweise einer nichtlinearen Berechnung⁵⁰

⁴⁹ vgl. [22] Rombach, G. A. (2007), S. 42.

⁵⁰ vgl. [21] Prof. Dr.-Ing. Udo Wittek (1996), S. 16.

3 Modellierung von komplexen Gebäudestrukturen

Heutzutage ist die FE-Methode eine der gängigsten Herangehensweisen, um Tragwerke und deren Lastpfad abzubilden. Wo früher in der Modellbildung der Schwerpunkt lag, um den Rechenaufwand zu reduzieren und Systeme in möglichst einfache, leicht nachvollziehbar Teilsysteme zu überführen, überwiegt heute eher das Bestreben, die Güte der Ergebnisse auf ein höheres Niveau anzuheben. Durch immer leistungsstärkere Computer wächst die Methode der finiten Elemente in ihrer Größe und Komplexität stetig an. Dies kann zu einer Interpretation eines „perfekten“ Werkzeugs verleiten. Daher muss man auf die Modellierung von Gebäuden und deren Einwirkungen gleichermaßen Sorgfalt legen, wie auch auf die Optimierung der Ergebnisse.⁵¹

3.1 Randbedingungen der Gebäudestruktur

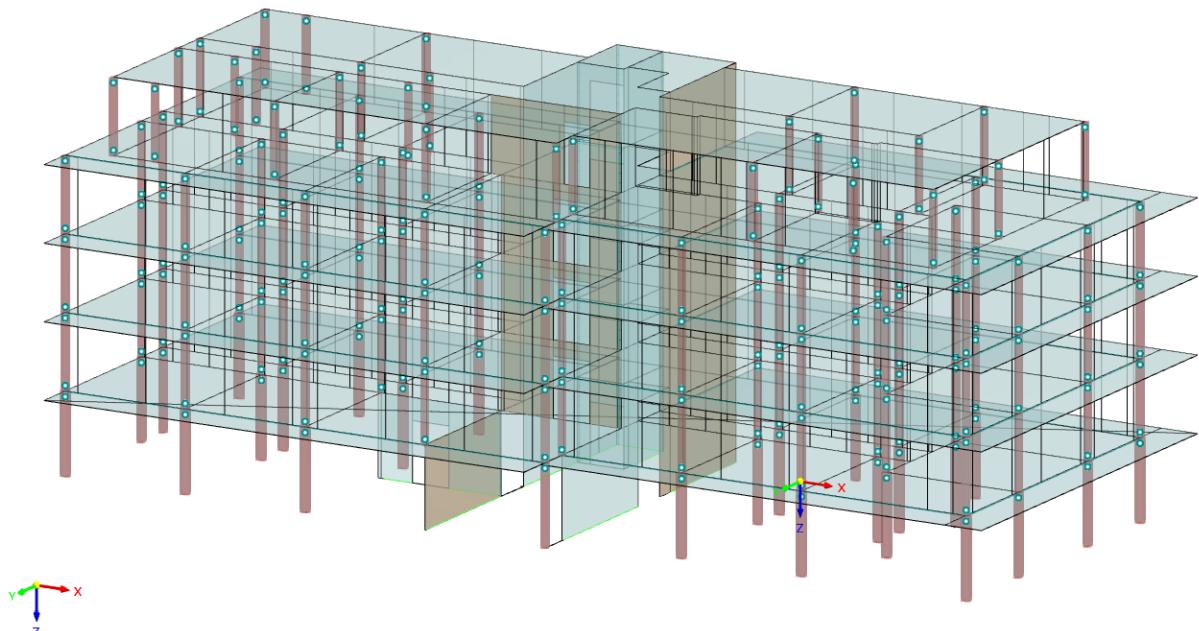


Abb. 12: Beispielprojekt⁵²

3.1.1 Baubeschreibung

Im Folgenden wird auf die Lastzusammenstellung der beiden Modelle eingegangen.

Bei dem in dieser Arbeit behandelten Gebäude handelt es sich um ein Wohnhaus mit Tiefgarage, welche im Rahmen dieser Ausarbeitung ungeachtet bleibt, da dieser als steifer Kellerkasten

⁵¹ vgl. [9] Eibl, J. (2001), S. 143.

⁵² vgl. Eigene Darstellung.

angesetzt wird. Die Abmessungen belaufen sich auf $L \times B \times H = 37,37 \times 16,6 \times 14,75$ m. Ausgeführt wird die Wohnanlage in Skelettbauweise aus Stahlbeton. Diese setzt sich aus Stahlbetonstützen und auf einen in der Länge mittig und in der Breite außermittig liegenden, aussteifenden Gebäudekern zusammen. Die Decken werden ebenfalls in Stahlbetonbauweise realisiert. Um in dem Bereich der Aussparungen der Treppen in den Decken keine falsche Annahme von Sogkräften bzw. Turbulenzen zu generieren, wurde in diesem Bereich eine in der Realität nichtvorhandene Deckenscheibe eingefügt. Diese sammelt die Windkräfte ein, die in der Realität aus der Verglasung des Treppenhauses in die sich dahinter befindenden Deckenscheibe eingeleitet wird. Den Stützenbauteilen wird die Betondruckfestigkeitsklasse C35/45 zugeschrieben und den Decken wie auch Wänden die Festigkeitsklasse C25/30.

3.1.2 Aussteifender Gebäudekern

Im Rahmen des Beispielprojektes, wird zur Aussteifung der Treppenhauseck und zusätzlich alle verbleibenden Stahlbetonwände herangezogen. Die Pendelstützen dienen lediglich zum vertikalen Lastabtrag.

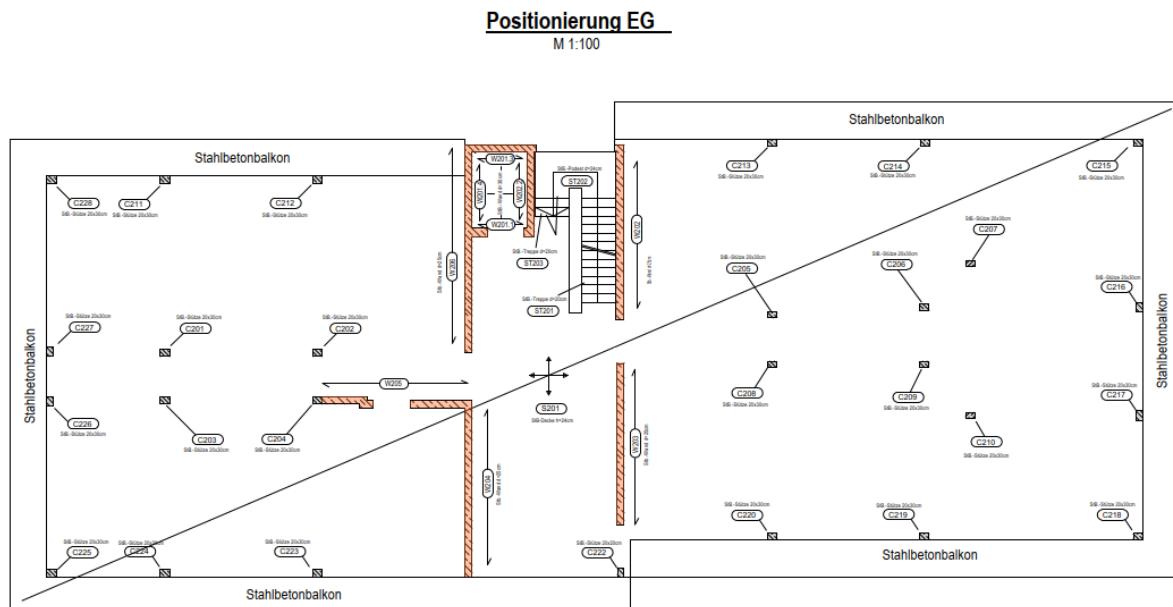


Abb. 13: Austeifende Bauteile EG⁵³

⁵³ vgl. Eigene Darstellung.

Positionierung 1. OG - 3. OG

M 1:100

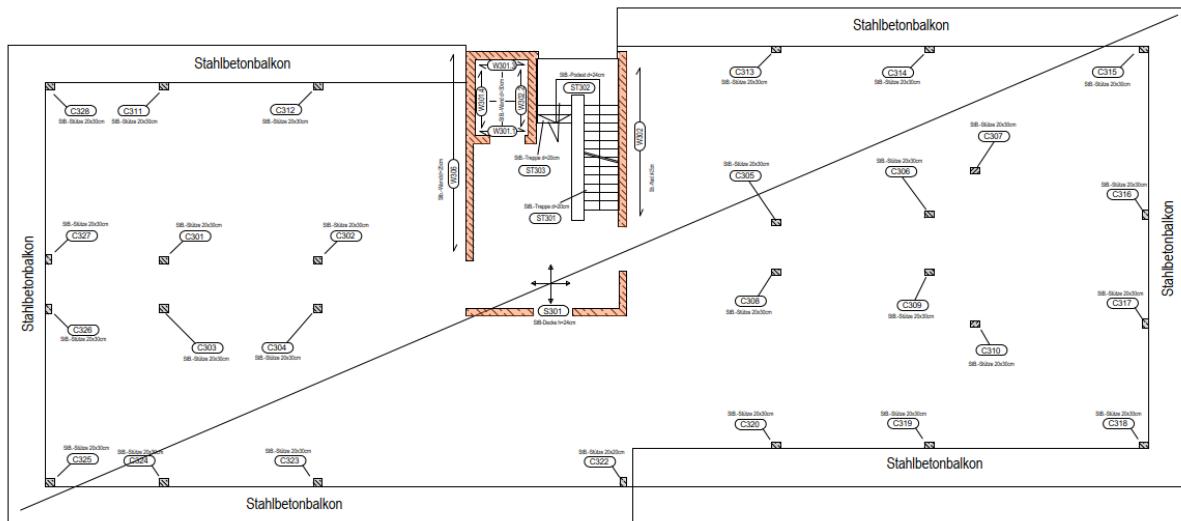


Abb. 14: Aussteifende Bauteile Regelgeschoss⁵⁴

Positionierung - Staffelgeschoß

M 1:100

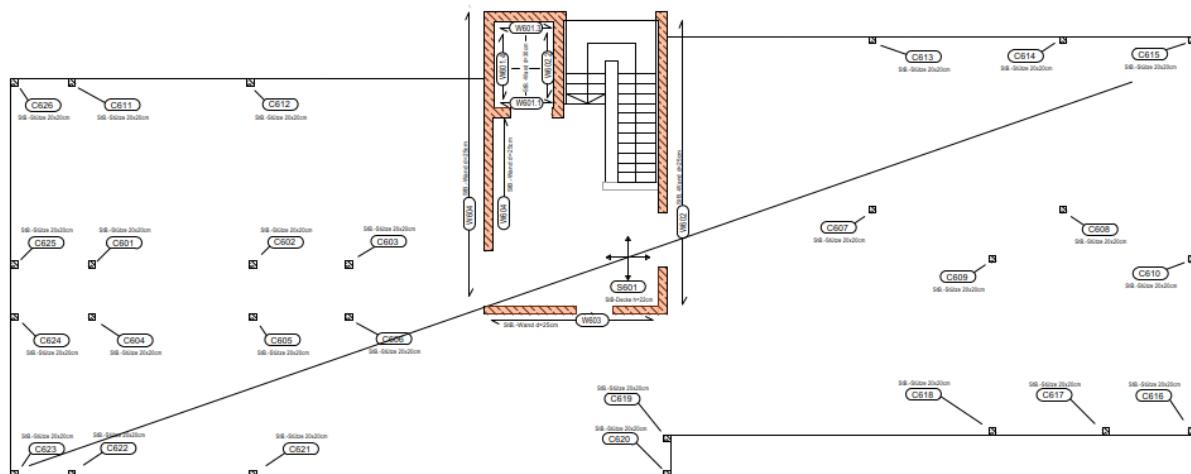


Abb. 15: Aussteifende Bauteile Staffelgeschoß⁵⁵

⁵⁴ vgl. Eigene Darstellung.

⁵⁵ vgl. Eigene Darstellung.

3.1.3 Modellierungsgrundlagen

Da es sich um einen Skelettbau handelt, werden die Stützen als Pendelstäbe modelliert und diese lediglich zur vertikalen Lastabtragung herangezogen. Die Verbindungen der Decken an die Wandköpfe und die Verbindung der Wände untereinander werden um ein Momentengelenk ersetzt. Die aussteifende Aufgabe und Aufnahme der horizontalen Einwirkungen werden den Decken als Funktion der Scheibe und dem aussteifenden Stahlbetonkern zugewiesen.

Da der Tiefgarage keine Beachtung gewidmet wird, wird die Lagerung des Gesamtmodells in beiden Programmen als in allen drei Achsen unverschiebbliche gelenkige Lagerung in Form von Punkt- und Linienlagern modelliert.

3.1.4 Lastenzusammenstellung

In der untenstehenden Tabelle 3 findet sich eine Zusammenstellung der angesetzten Lasten.. In Zellen, in welchen sich zwei Werte befinden, bezieht sich der vordere Wert auf die Innendecke und der hintere Wert auf die Balkone. Bei der Treppe sind zuerst die Lasten des Ausstrettes und anschließend die vom Antritt aufgelistet. Mit den ständigen Linienlasten in den Geschossen wird das Eigengewicht der Holzaußentüren berücksichtigt. Für das Gebäude wird die Windlastzone 1 zugrunde gelegt. Die Windlast wird auf die Deckenscheiben angesetzt, indem die Flächenlast mit der Lasteinzugsbreite der jeweiligen Geschosshöhe zu einer Linienlast multipliziert wird. Die horizontalen Ersatzlasten werden gemäß DIN EN 1992-1-1, Abs. 5.2 ermittelt und greifen im geometrischen Mittelpunkt der jeweiligen Deckenscheiben an. Auf eine Abminderung durch die Gebäudehöhe und vertikale Bauteile wird verzichtet. Berücksichtigt werden die H-Lasten infolge der Eigen- und Verkehrslasten. Ersatzlasten infolge Erdbeben werden nicht berücksichtigt.

Tabelle 1: Lastzusammenstellung⁵⁶

Geschoss	ständige Last	veränderliche Last	Horizontale Ersatzlasten		Wind	
			in X-Richtung	in Y-Richtung	in -X-Richtung	in -Y-Richtung
Decke SG						
Einzellasten			17,58 kN	3,67 kN		
Linienlasten	6,00 kN/m					
Flächenlasten	2,50 kN/m ²	4 kN/m ²			0,65 kN/m ²	0,65 kN/m ²
Decke 3. OG						
Einzellasten			26,69 kN	7,32 kN		
Linienlasten						
Flächenlasten	2,00 / 1,50 kN/m ²	2,70 / 4,00 kN/m ²			0,65 kN/m ²	0,65 kN/m ²
Decke 2. OG						
Einzellasten			26,52 kN	7,32 kN		
Linienlasten	6,00 kN/m					
Flächenlasten	2,00 / 1,50 kN/m ²	2,70 / 4,00 kN/m ²			0,65 kN/m ²	0,65 kN/m ²
Decke 1. OG						
Einzellasten			27,70 kN	7,45 kN		
Linienlasten	6,00 kN/m					
Flächenlasten	2,00 / 1,50 kN/m ²	2,70 / 4,00 kN/m ²			0,65 kN/m ²	0,65 kN/m ²
Decke EG						
Einzellasten			27,92 kN	7,33 kN		
Linienlasten	6,00 kN/m					
Flächenlasten	2,00 / 1,50 kN/m ²	2,70 / 4,00 kN/m ²			0,65 kN/m ²	0,65 kN/m ²
Treppeanschluss						
Linienlasten	12,00 / 20,00 kN/m	8,00 / 10,00 kN/m				

⁵⁶ vgl. Eigene Darstellung.

4 Analyse der Modelluntersuchungen

Um die Bedingungen aus Kapitel 2.2 zu berücksichtigen, werden folglich die Herangehensweise im folgenden Kapitel anhand einer Beispielwand und die anzuwendenden Schritte für die Nachweise der Labilität und Zugspannungen im Beton beispielhaft beschrieben.

Hierzu aktiviert man wie in Abbildung 16 das Kontrollkästchen „Benutzerdefiniertes Material“ und trägt den Ausdruck $0,8 * 31.000$ in die Zeile des E-Moduls ein.

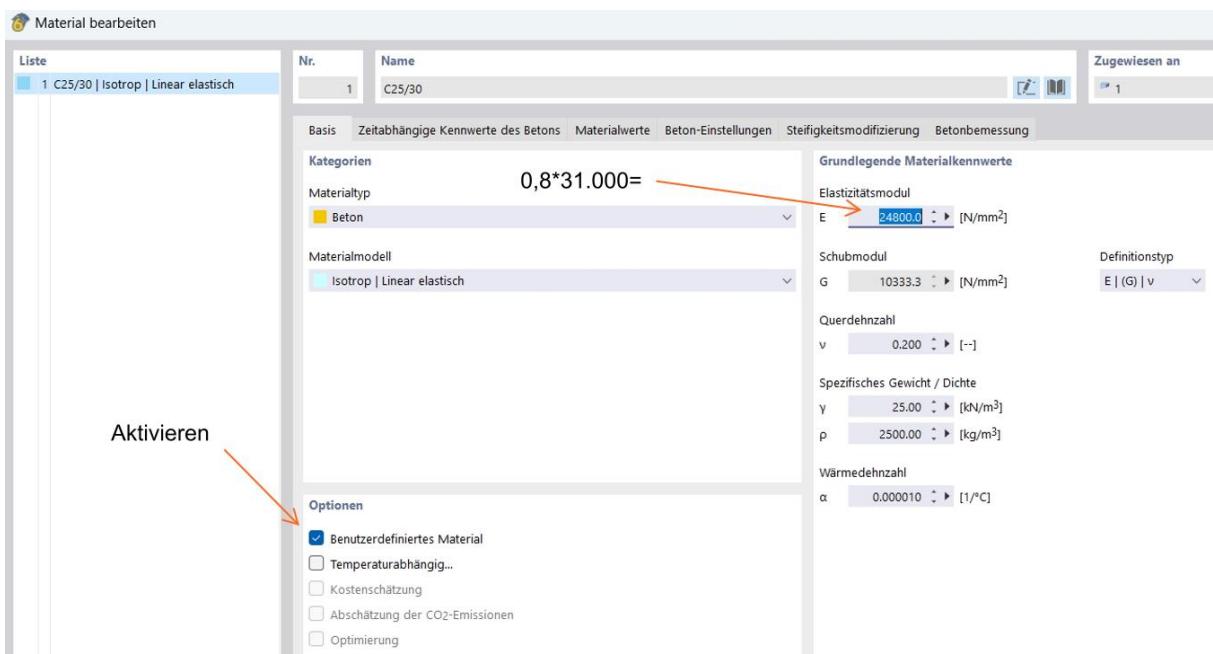


Abb. 16: Abminderung E-Modul auf 80%⁵⁷

Anschließend werden die Ergebnisse ausgegeben. Hier wird vereinfachend und zur Erklärung der prinzipiellen Vorgehensweise, auf Lastkombinationen verzichtet und keine Sicherheitswerte etc. verwendet. Nun lässt man sich die erforderlichen Spannungen anzeigen.

Abbildung 19 zeigt die resultierenden Spannungen in y-Richtung der positiven Flächenseite. Um nun herausfiltern zu können, ob man die Steifigkeit des Bauteils auf 40% herabsetzen muss, muss man das Ergebnisraster ggf. verdichten. Hier wird sich auf eine Rastergröße von $0,1 * 0,1$ m festgelegt und das Kontrollkästchen „Automatisch anpassen“ aktiviert. Zu sehen ist dies in Abbildung 17.

Im Anschluss aktiviert man bei Sichtbarkeiten unter „Flächen“ das Kontrollkästchen von „Raster von numerischen Ergebnissen“, um die Ergebnispunkte anzuzeigen. Da später bei der

⁵⁷ vgl. Eigene Darstellung.

Bearbeitung von realen Modellen leicht die Übersicht abhandenkommen kann, in welchen Bereichen die Zugspannungen des Betons überschritten werden, kann im unteren Bildschirmteil die Ergebnistabelle bearbeitet werden, um ausschließlich nach Ergebnispunkten zu filtern, an denen die Zugspannungen überschritten werden. Die Vorgehensweise wird in den Abbildungen 18 und 20 erläutert.

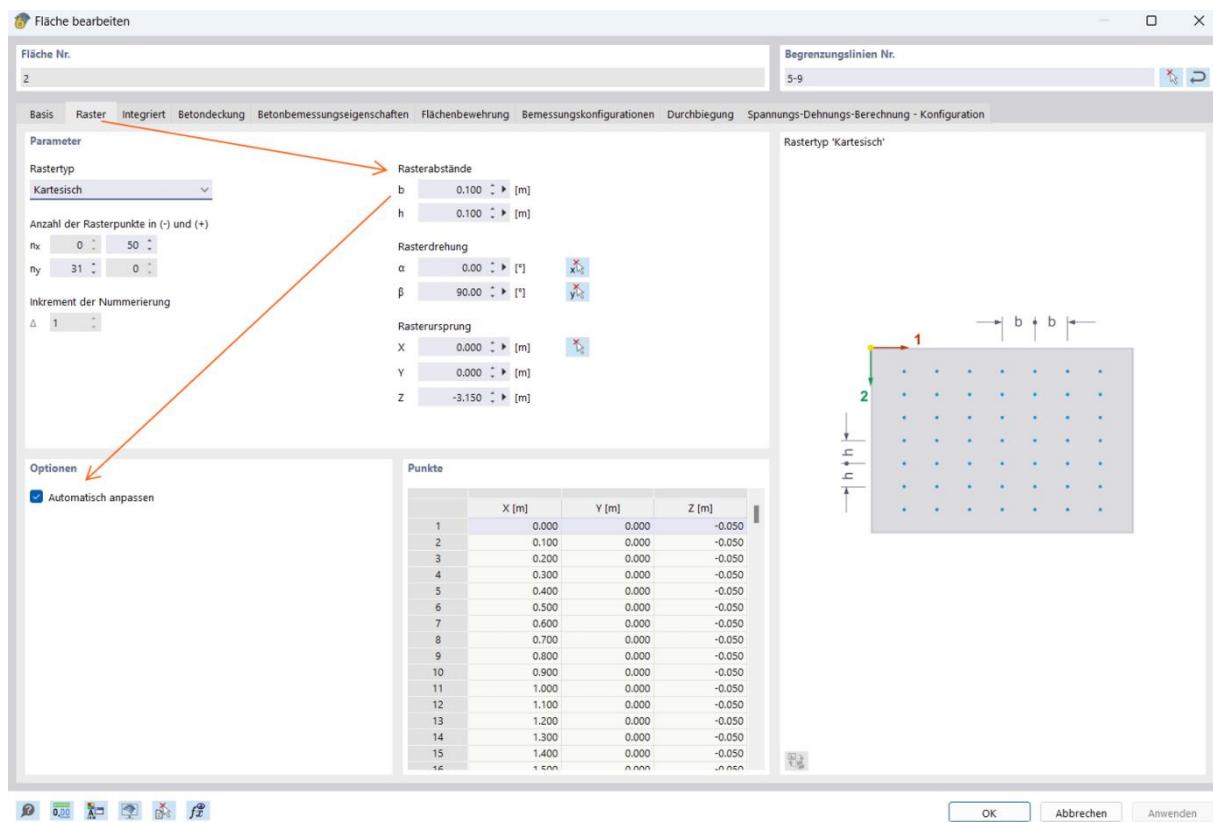


Abb. 17: Einstellungen für Rasterverdichtung⁵⁸

⁵⁸ vgl. Eigene Darstellung.

Hierzu wechselt man im Dropdown-Menü auf „Statische Analyse“ und wählt das Icon „Filter“ aus.

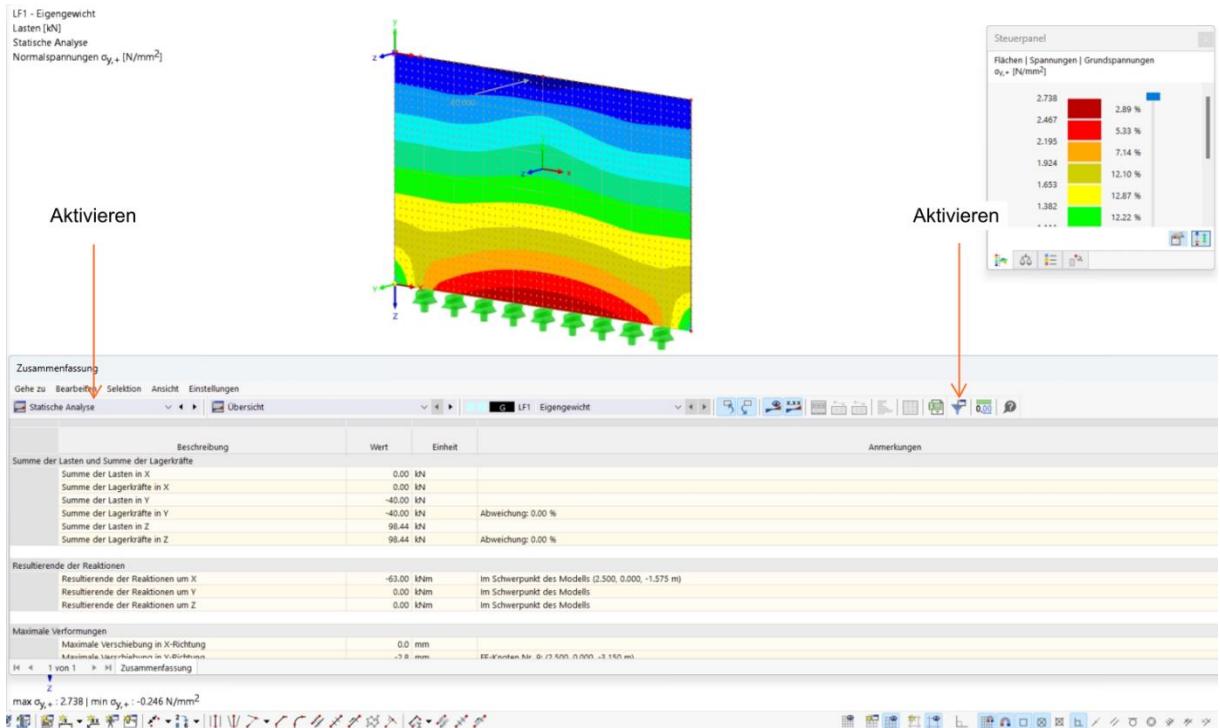


Abb. 18: Aufrufen der Filterfunktion⁵⁹

In Anschluss muss links die jeweilige gesuchte Spannung selektiert werden und das Kontrollkästchen „Gemäß Kriterien“ aktiviert werden. Daraufhin stellt man die Bedingungen auf die vom Projekt und Beton abhängige maximale Zugspannung ein, sodass nur die Ergebnispunkte sichtbar werden, die die relevanten Spannungen übersteigen.

Im Falle der Beispielwand sollen die sichtbaren Zugspannung in Abbildung 16 auf den zugehörigen Wert der Betonfestigkeitsklasse C25/30 erst größer gleich 2,6 N/mm² dargestellt werden.

⁵⁹ vgl. Eigene Darstellung.

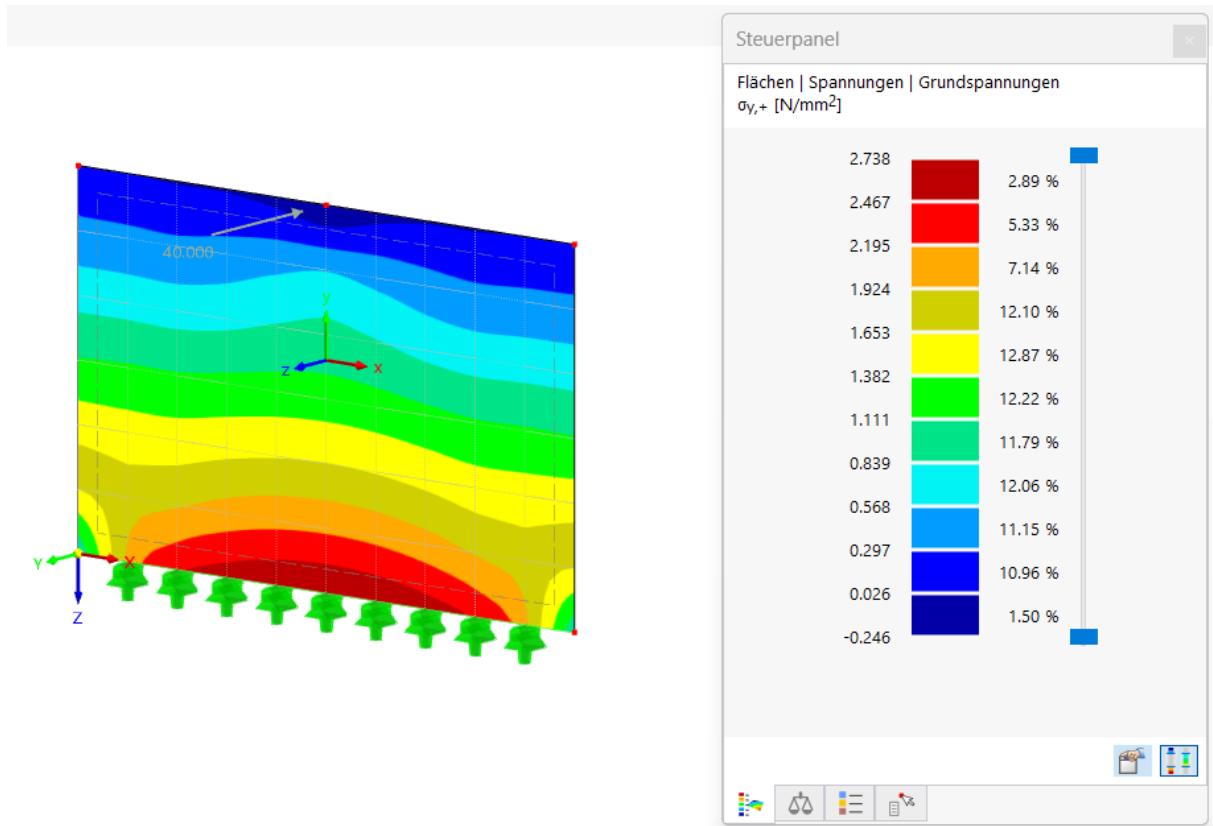


Abb. 19: Betonzugspannungen in y-Richtung⁶⁰

Abbildung 20 zeigt nun die Ergebnisdarstellung und alle Ergebnispunkte, wo die Zugspannung überschritten wird. Im Ermessen des Tragwerksplaner ist nun festzulegen, ob es nun erforderlich ist, die Steifigkeit der Wand auf 40% zu reduzieren, oder ob es sich lediglich um Spannungsspitzen handelt.

Im Falle des Musterwand, soll die Steifigkeit abgemindert werden und die Wand als gerissen angesetzt werden.

⁶⁰ vgl. Eigene Darstellung.

Analyse der Modelluntersuchungen

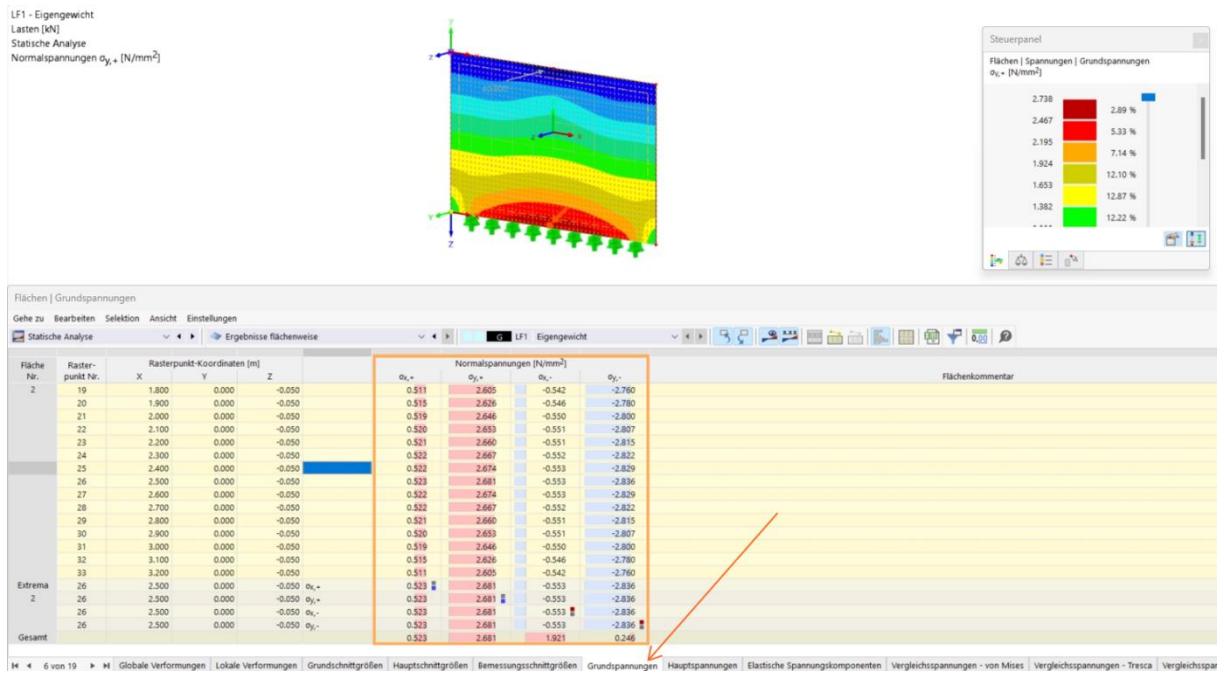


Abb. 20: Gefilterte Ergebnispunkte⁶¹

Hierzu müssen erneut, die in Abbildung 16 aufgeführten Schritte wiederholt und lediglich der Faktor 0,8 auf 0,4 abgeändert werden. Anschließend ist eine erneute Bemessung erforderlich. Im Falle einer realen Bemessung entzieht sich die Wand so den Lasten und es folgt ein iterativer Prozess, in dem der Tragwerksplaner überprüfen muss, wie weit sich die Spannungen auf andere Aussteifungsbauteile umlagern und ob bei diesen die Annahme des ungerissenen Betons weiterhin richtig ist, oder auch hier eine Abminderung der Steifigkeit erforderlich ist. Dieses Vorgehen wird weiter unten am Beispielprojekt anhand von *mb workSuites* aufgezeigt.

⁶¹ vgl. Eigene Darstellung.

Nachweis der Labilität

Die in Abbildung 21 betrachtete Stahlbetonwand wird auf einem Liniengelenk, mit Festhaltungen in u_x , u_y und u_z , sowie um φ_x gelagert. Um festzustellen, ob Auswirkungen nach Theorie II. Ordnung erforderlich sind, muss das resultierende Einspannmoment um die globale y -Achse der Wand untersucht werden. Da in dieser beispielhaften Darstellung keine horizontalen Kräfte wirken, anders als am gesamten Tragwerk, soll hier nur die Ermittlung des Wandfußmomentes im Programm aufgezeigt werden.

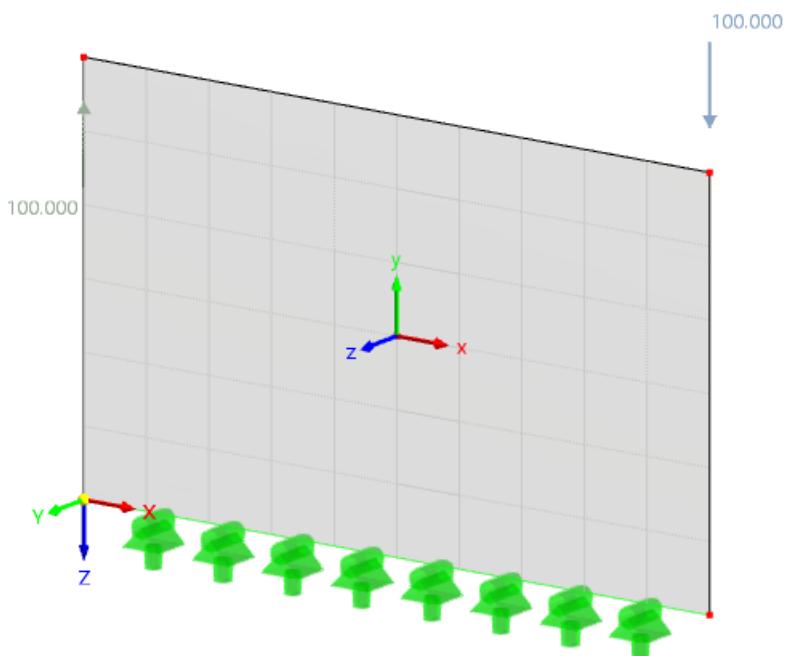


Abb. 21: Musterwand⁶²

Die in Abbildung 21 aufgezeigte Wand erhält ein Kräfepaar von 100 kN am Kopf der Wandenden. Da die Wand eine Länge in x-Richtung von 5 m besitzt, ergibt sich analytisch nach

$$M_{yEd} = 100 \text{ kN} * 2,5 \text{ m} + 100 \text{ kN} * 2,5 \text{ m} = 500 \text{ kNm}.$$

Formel 13: Wandfußmoment

Vergleicht man das Ergebnis mit den Auflagerreaktionen in rFEM 6, in dem man, wie in Abbildung 15 dargestellt, sich das Kräfepaar in p_z als geglättetes Moment zeigen lässt, so weicht dieses mit 490,73 kNm nur geringfügig ab und die Plausibilität ist gegeben.

⁶² vgl. Eigene Darstellung.

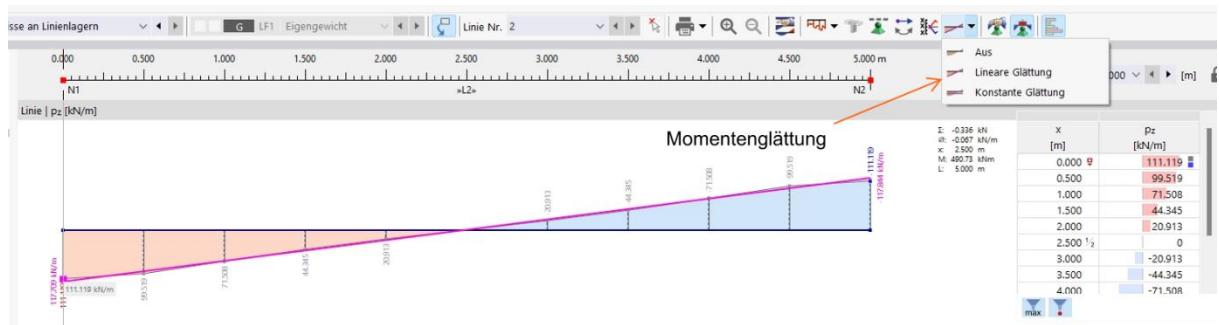


Abb. 22: Aktivierung Wandfußmoment⁶³

Für den Fall, dass bei komplexeren Bauwerksstrukturen mehrere Wände in Verbindung stehen, wie beispielsweise eines Aufzugsschachtes, empfiehlt es sich in der Fuge zwischen zwei Wandpositionen einen Ergebnisschnitt zu setzen und sich im Nachgang das resultierende Moment anzeigen zu lassen. Die Vorgehensweise wird in Abbildung 23 an der bereits bekannten Einzelwand beschrieben.

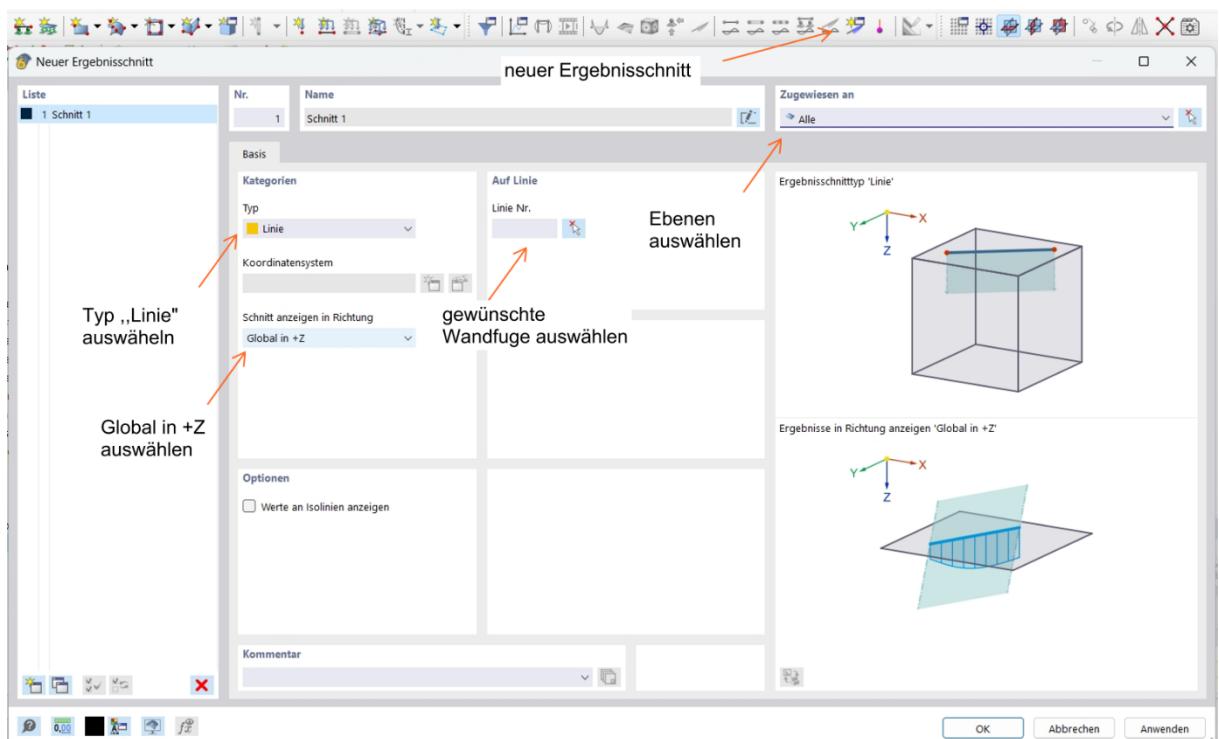


Abb. 23: Ergebnisschnitt setzen⁶⁴

⁶³ vgl. Eigene Darstellung.

⁶⁴ vgl. Eigene Darstellung.

Wie in Abbildung 24 dargestellt, kann der Tragwerksplaner so die am Wandfuß herrschende resultierenden Momente ablesen.

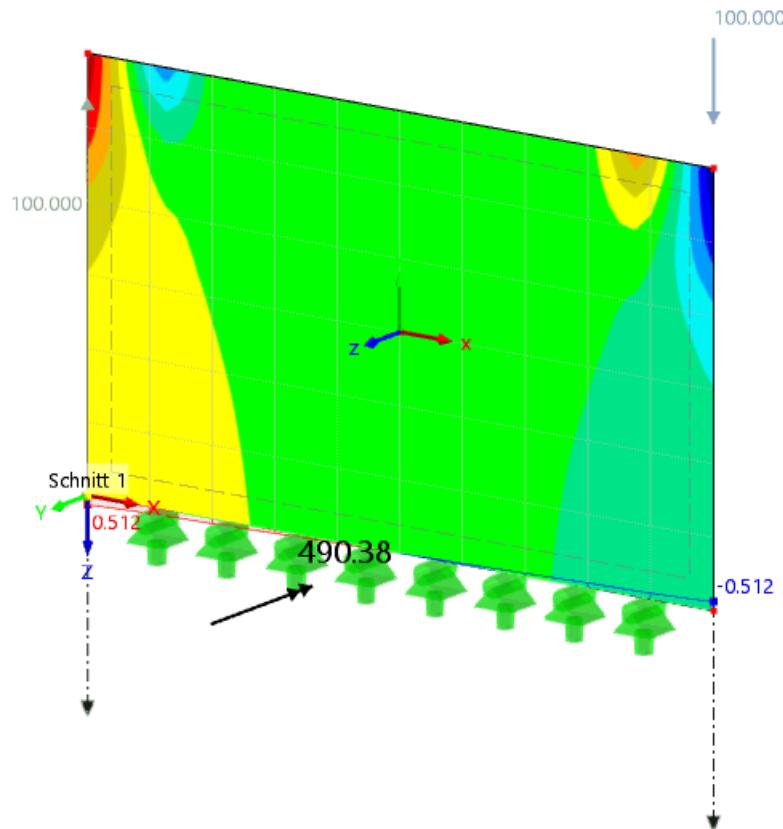


Abb. 24: Resultierendes Wandfußmoment⁶⁵

Dieser Ablauf muss nun für Theorie I. und II. Ordnung durchgeführt werden und anschließend die Abweichung von M_I zu M_{II} in Prozent berechnet werden. Liegt ein komplexes Tragwerk vor, so empfiehlt es sich hierfür eine Exceltabelle, wie im Kapitel 4.3.1, anzulegen.

Im Nachfolgenden müsste nun im realen Modell eine Berechnung nach Theorie I. Ordnung und anschließend eine Berechnung nach Theorie II. Ordnung durchgeführt werden und die maßgebenden Momente an den Wandfüßen miteinander verglichen werden. Sollte die Abweichung größer als 10% sein, so ist eine Berechnung gemäß DIN EN 1992-1-1 nach Theorie II. Ordnung erforderlich. Da aber der Rechenaufwand mit der heutigen leistungsstarken EDV relativ wenig Aufwand darstellt, so empfiehlt sich auch im Hinblick auf verformungsempfindliche Bauwerke, stets die Auswirkungen nach Theorie II. Ordnung zu überprüfen.

⁶⁵ vgl. Eigene Darstellung.

4.1 Modellanalyse des Beispielprojektes

4.2 Prüfung auf Plausibilität

Da die vorliegende Arbeit und das dazugehörige Tragwerksmodell, das mittels zwei verschiedener Tragwerksprogrammen bearbeitet wurde und an einer geringen Anzahl an Stellen unterschiedliche Ergebnisse erzielt wurden, wird im Folgenden auf die Plausibilität der beiden Modelle näher eingegangen.

Verformungen

Verformungen dienen bei der Tragwerksplanung generell als gute Plausibilitätsüberprüfung. Hierzu erfordert es ingenieurmäßiges Denken, um die Verformungsfigur des Tragwerks nachzuvollziehen und für korrekt empfinden zu können. Dazu dienen die Verformungen von Kragarmen oder Decken an und zwischen Stützenbereiche als bewährte Bereiche. Auch Stützen mit bekannten Lagerbedingungen können als geeignete Orte dienen, wenn man sie mit den vier Eulerfällen vergleicht.

In den untenstehenden Abbildungen 25 bis 28 werden die Decken des Staffelgeschosses und des Erdgeschosses im Lastfall Eigengewicht miteinander vergleichen.

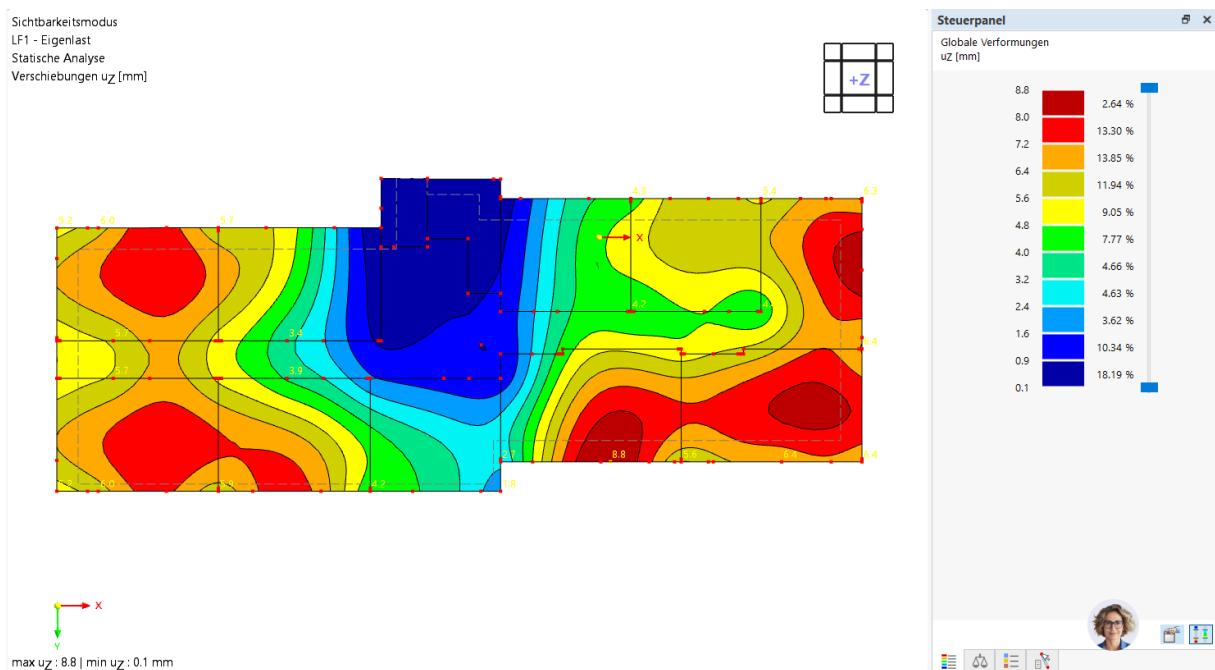


Abb. 25: Verformung Decke Staffelgeschoss rfem 6 LF Eigengewicht⁶⁶

⁶⁶ vgl. Eigene Darstellung.

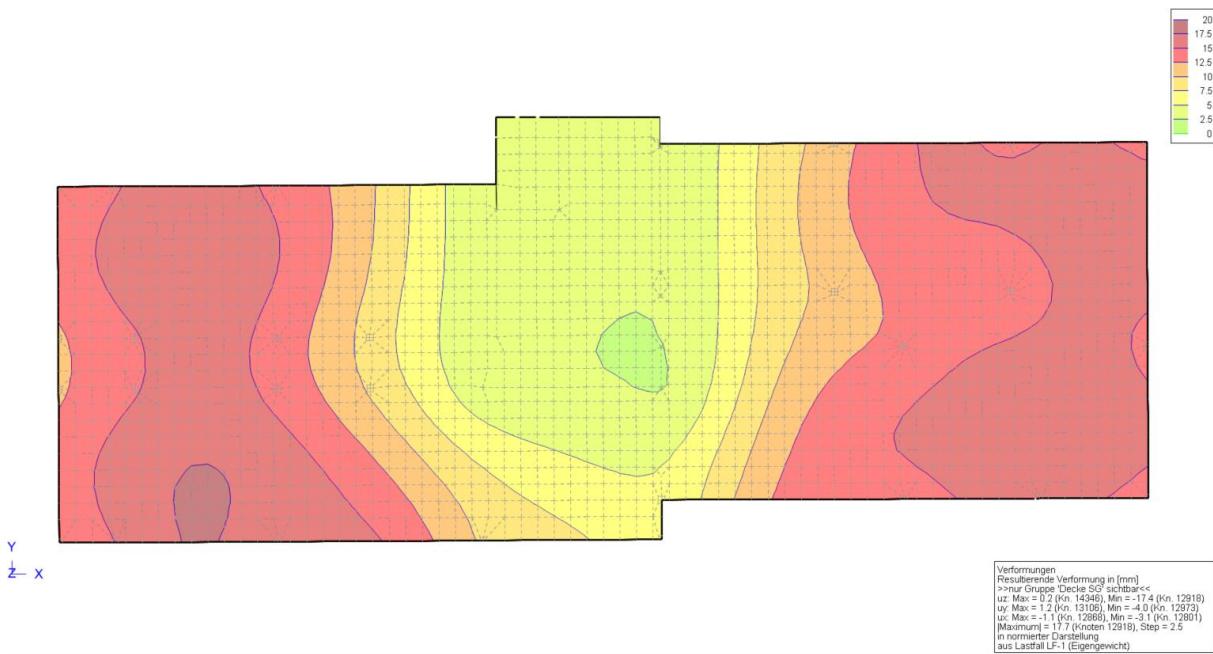


Abb. 26: Verformung Decke Staffelgeschoss mb workSuite LF Eigengewicht⁶⁷

Vernachlässigt man die Skalierung der Isoflächen besitzen die Verformungen Ähnlichkeitscharakter und genügen der Plausibilitätskontrollen. Auf die nominalen Unterschiede wird hier nicht näher eingegangen, da diese genauere Untersuchungen bedingen, hinsichtlich Federsteifigkeiten von Stützen, Wänden etc.

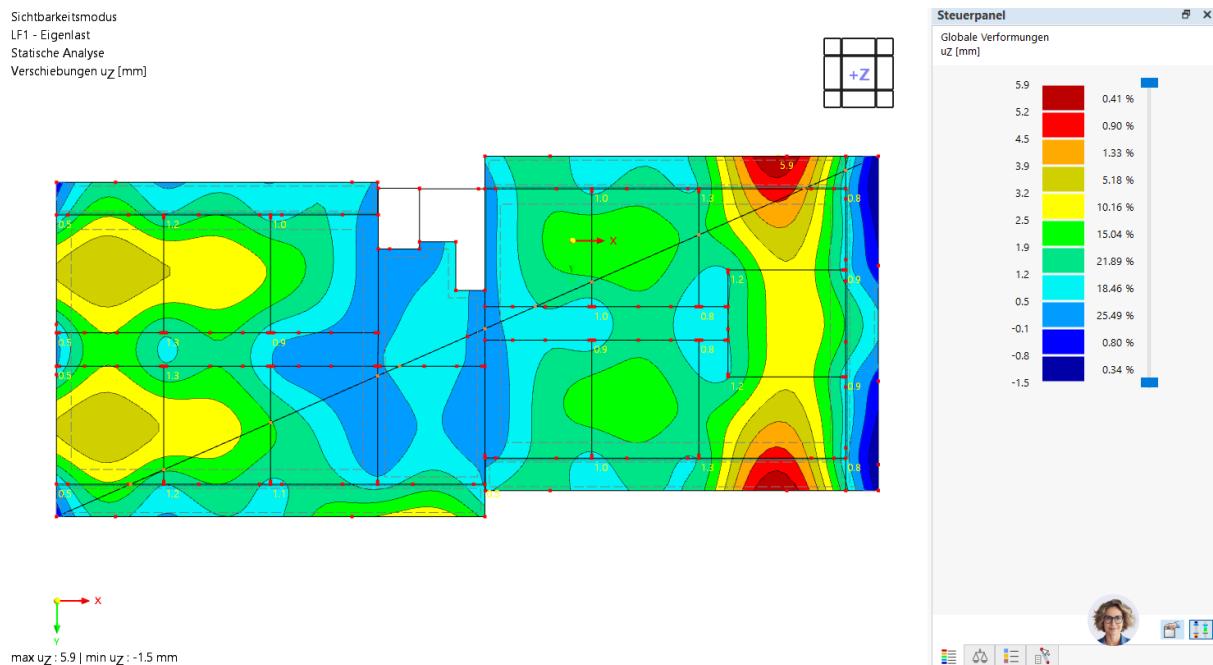


Abb. 27: Verformungen Decke Erdgeschoss rfem 6 LF Eigengewicht⁶⁸

⁶⁷ vgl. Eigene Darstellung.

⁶⁸ vgl. Eigene Darstellung.

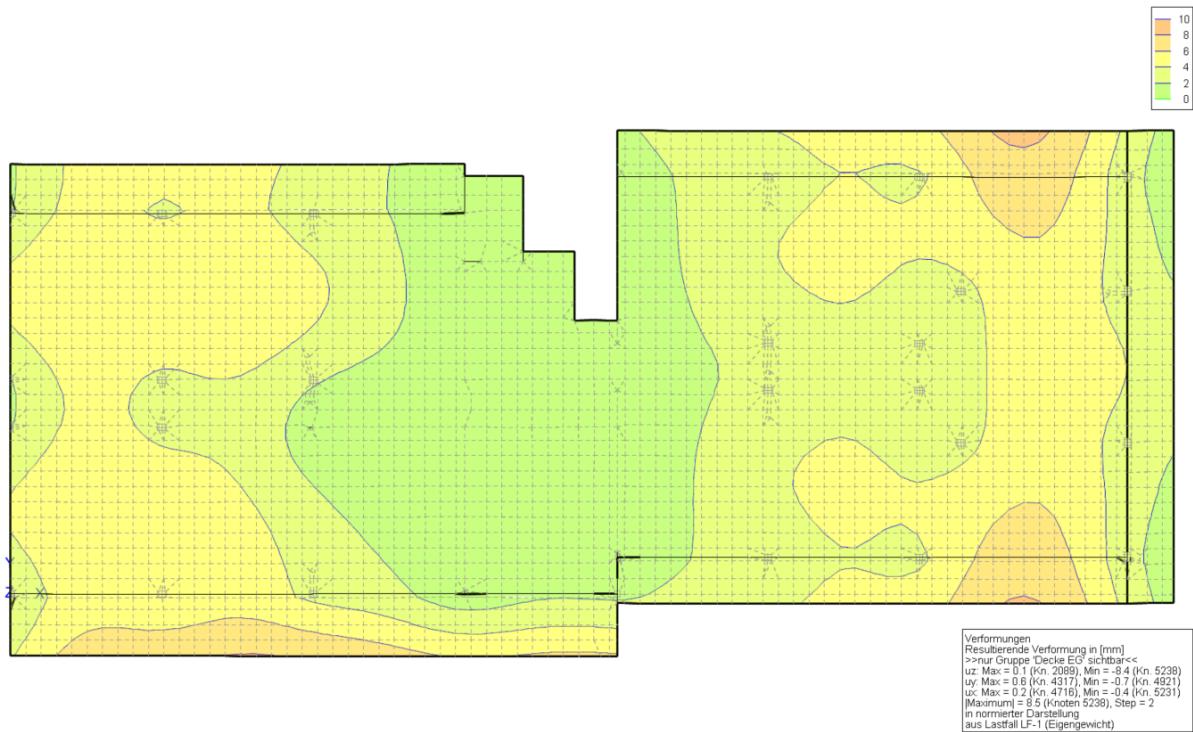


Abb. 28: Verformungen Decke Erdgeschoss rfem 6 LF Eigengewicht⁶⁹

Auch bei der Decke des Erdgeschosses tritt annähernd die gleiche Verformungsfigur auf, sodass von einer einheitlichen Modellierung ausgegangen werden kann.

⁶⁹ vgl. Eigene Darstellung.

4.2.1 Analyse mit mb AEC Software

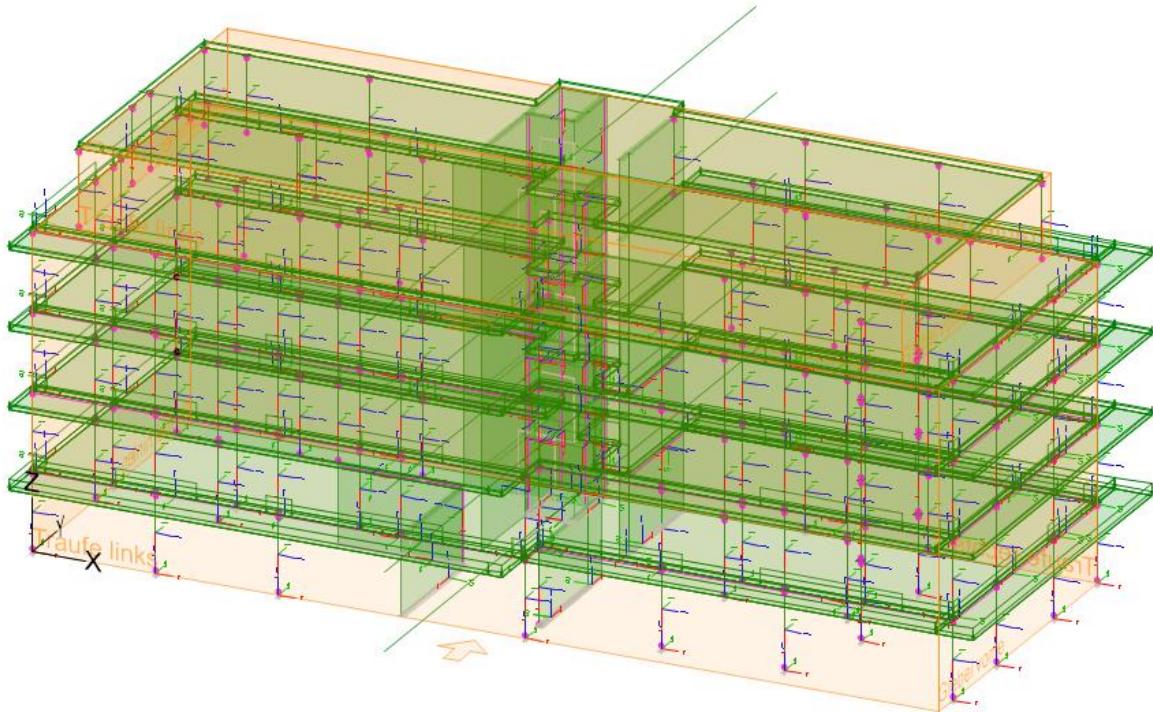


Abb. 29: *mb-workSuite* Modell⁷⁰

In Abbildung 32 ist das statische Gesamtmodell des Beispielprojektes aufgezeigt. Es wurden nur die statisch relevanten Bauteile modelliert.

Horizontale Ersatzlasten

Um die horizontalen Lasten aus Wind zu berücksichtigen, wurden zwei Gebäudehüllen, oben in Abbildung 32 in Orange angedeutet, erzeugt. Die Windlastermittlung ist im Anhang zu finden.

Gemäß DIN EN 1992-1-1 sind Imperfektionen zu berücksichtigen. Einwirkungen aus Schieflagen wurde damit Rechnung getragen, als dass auf jede Geschossdecke eine horizontale Ersatzlast aufgebracht wurde. Diese wird im Programm von *mb workSuite* hierdurch berücksichtigt. Hierbei wurde der Grundwert der Auslenkung auf 1/200 gewählt und auf der sicheren Seite liegend, auf Abminderungen infolge der Gebäudehöhe oder vertikaler Bauteile explizit verzichtet. Es wurden die Einwirkungen aus ständigen Lasten G_k und Nutzlasten Q_k angesetzt. Die Auswertung dieser Lasten erfolgt in *mb workSuite* gruppenweise. Hierzu wurde jeder

⁷⁰ vgl. Eigene Darstellung.

Geschossdecke die darunter liegenden Bauteile zugeordnet. Beispielhaft, wie in Abbildung 33 für das Staffelgeschoss dargestellt. Hier ist rechts die Ersatzlast ausgewählt und es färben sich alle mit einbezogene Bauteile rot.⁷¹

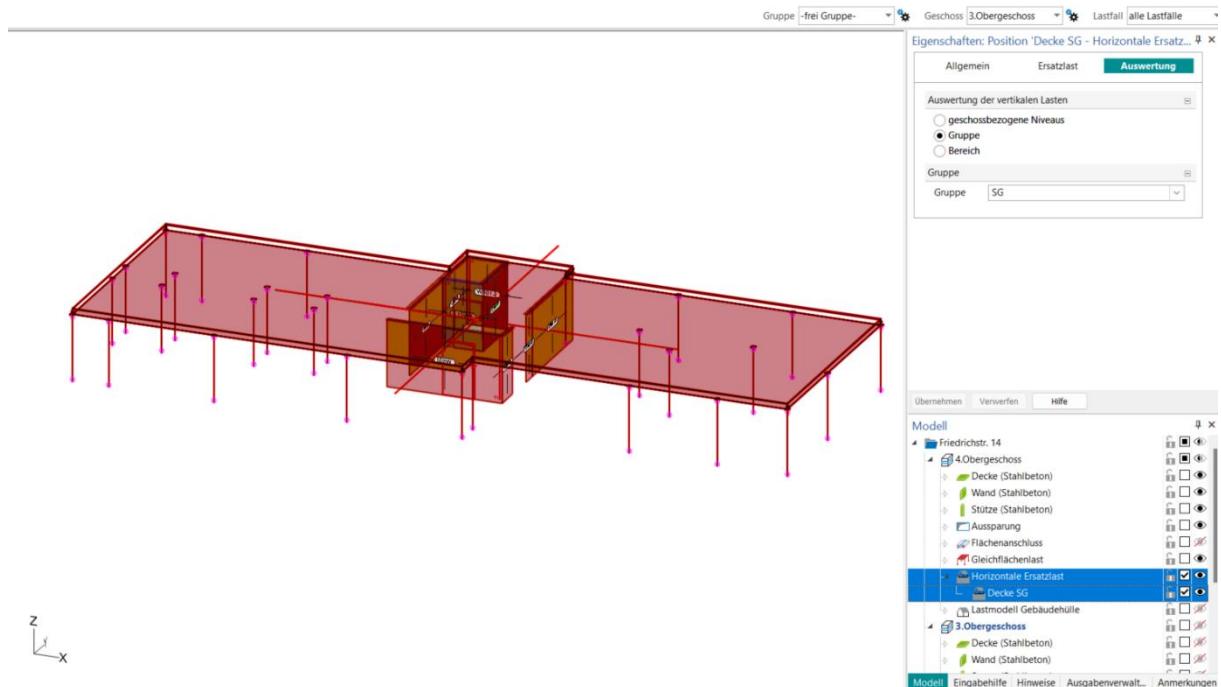


Abb. 30: Horizontale Ersatzlasten Staffelgeschoss⁷²

Im Anhang finden sich die daraus resultierenden Horizontallasten in x- und y-Richtung.

⁷¹ vgl. [6] Deutsches Institut für Normung (2011), S. 61.

⁷² vgl. Eigene Darstellung.

Den Aussteifungselementen aus mb workSuite sind in Abbildung 34 zu sehen. Im Programm lässt sich, wie in Abbildung 35 dargestellt, jedem Bauteil eine Aussteifungseigenschaft über ein Kontrollkästchen zuordnen.

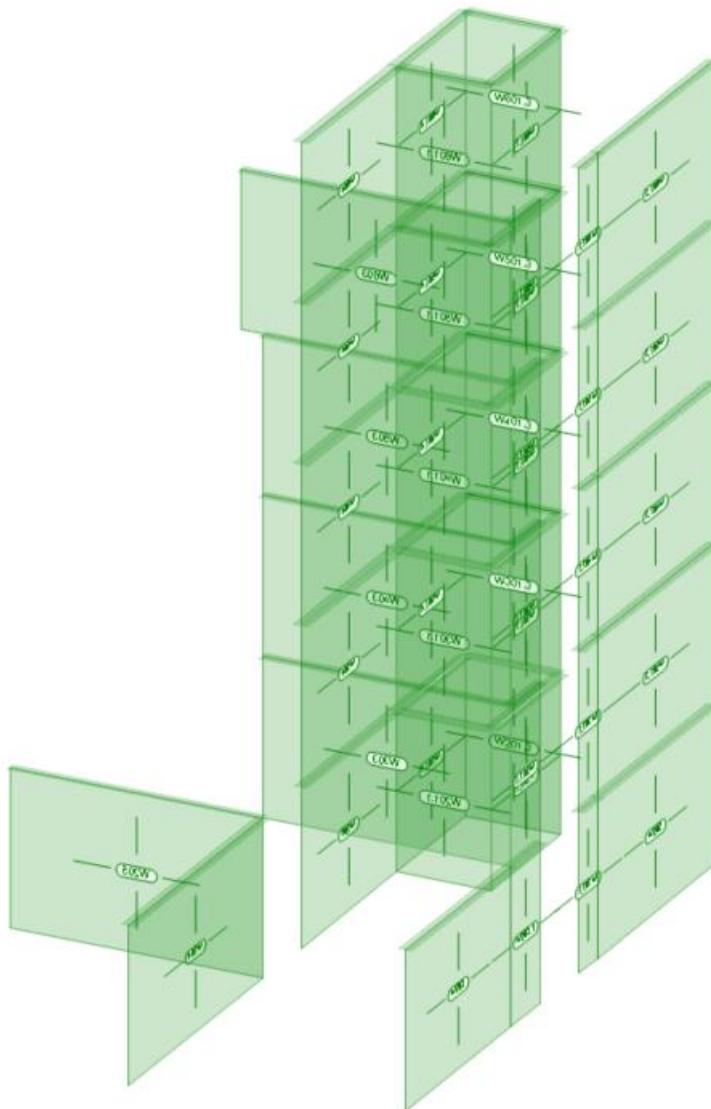


Abb. 31: Aussteifende Bauteile⁷³

⁷³ vgl. Eigene Darstellung.

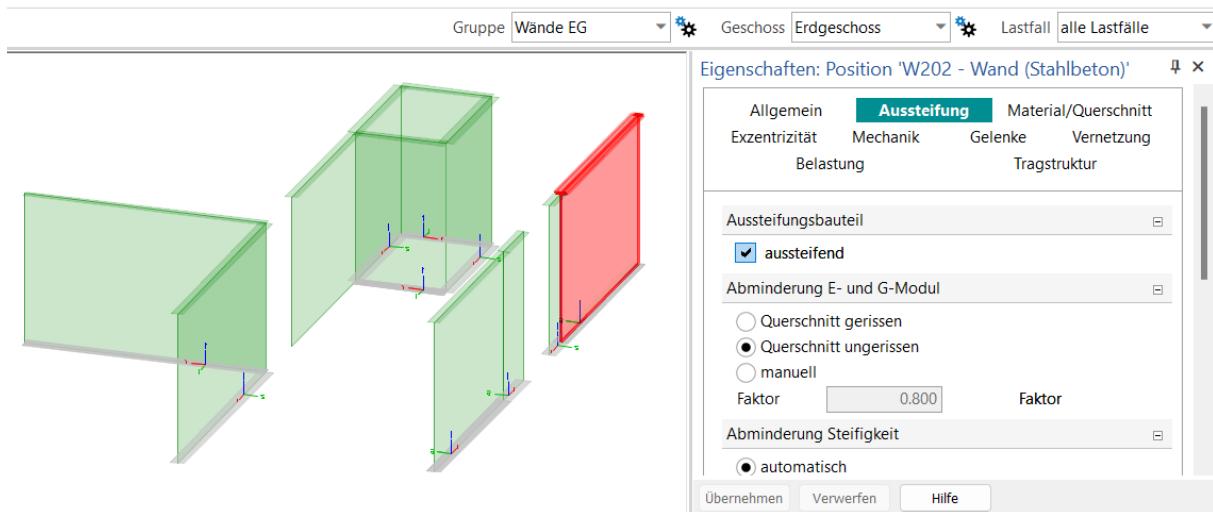


Abb. 32: Aussteifungszuordnung für Bauteile⁷⁴

Ist dieser Haken gesetzt und darunter der Querschnitt als „ungerissen“ deklariert, so mindert das Programm die Steifigkeit dieser Bauteile gemäß DIN EN 1992-1-1, Anhang H auf 80% ab. Diese Einstellung wird im Projekt auf alle Aussteifungswände angesetzt und der Nachweis der Zugspannungen geführt.

⁷⁴ vgl. Eigene Darstellung.

Nachweis der Zugspannungen

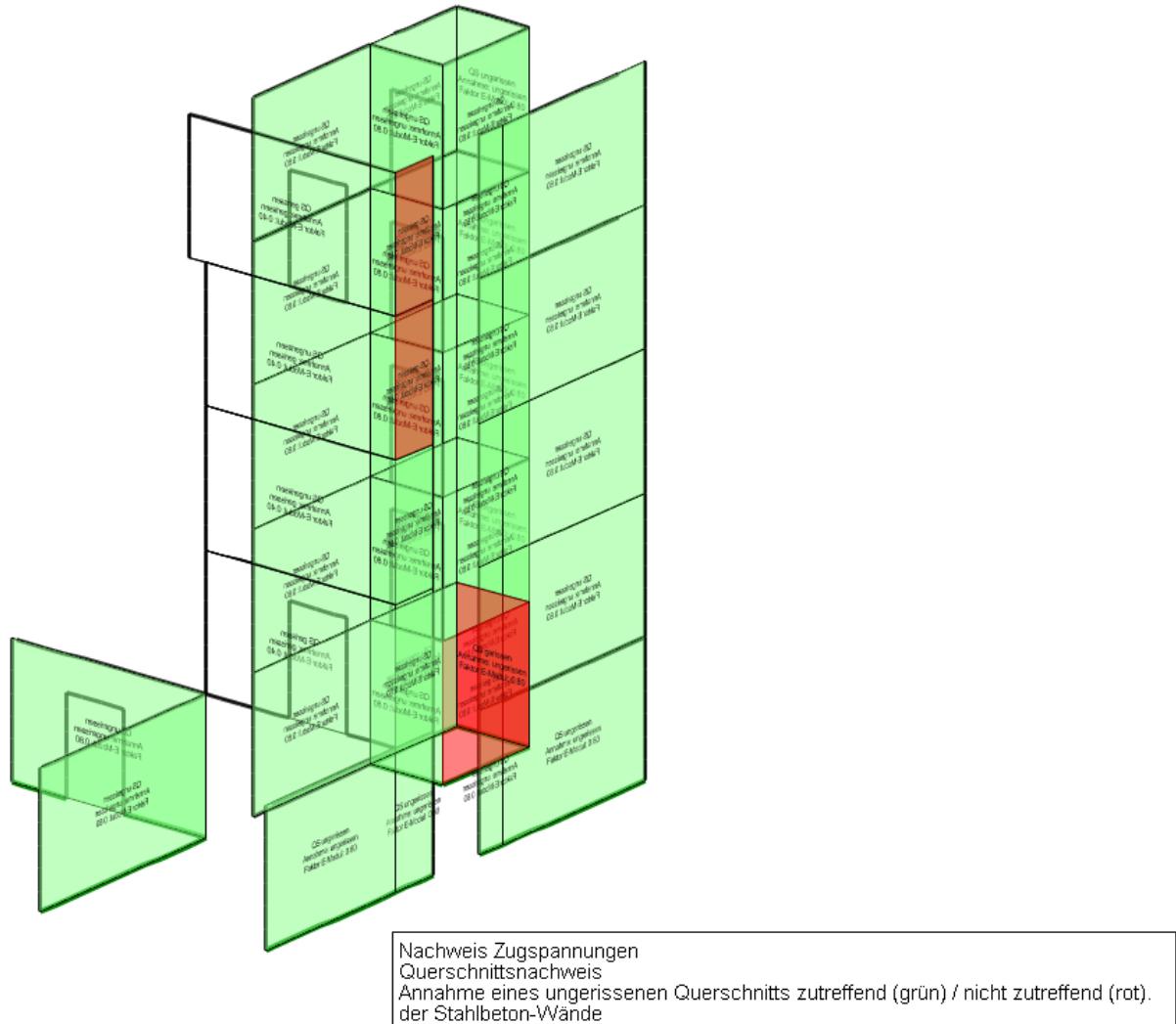


Abb. 33: Übersicht gerissene und ungerissene Stahlbetonwände⁷⁵

Oben zeigt Abbildung 36 eine visuelle Ausgabe, ob die Annahme der ungerissenen Querschnitte richtig war. In diesem Fall, dass die Annahme bei Wand 201.2 und Wand 201.3 nichtzutreffend war. Des Weiteren kann auch eine positionorientierte Ergebnisdarstellung gewählt werden, in der die in dem Bauteil herrschenden Zugspannungen ausgewiesen werden.

Ist hingegen die Annahme der ungerissenen Querschnitte unzutreffend und die Zugspannungen übersteigen die Zugspannungen f_{ctm} der Betongüte, so muss die Steifigkeit der rotgefärbten Bauteile gemäß DIN EN 1992-1-1, Anhang H auf den Faktor 0,4 abgemindert werden. Dadurch

⁷⁵ vgl. Eigene Darstellung.

muss im erneuten Durchlauf die Steifigkeit aller Bauteile mit falscher Annahme reduziert werden und eine erneute Nachweisführung erfolgen.

So werden die Steifigkeiten herabgesetzt und ein erneuter Berechnungsgang durchgeführt. Die Wände mit 40%iger Steifigkeit werden nun farblos dargestellt, exemplarisch in Abbildung 37 für die Wände 201.2 und 201.3 gezeigt.

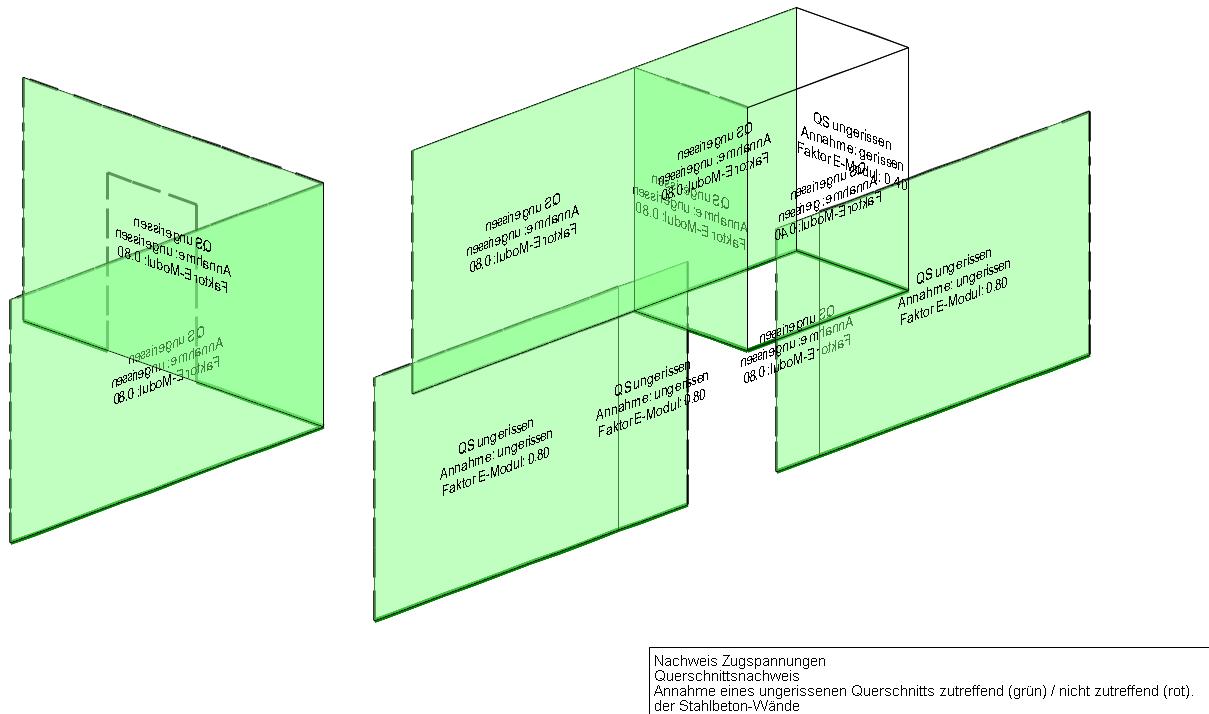


Abb. 34: W201.2 und W201.3 mit verminderter Steifigkeit⁷⁶

Wird daraufhin in keinem aussteifenden Bauteil die Zugfestigkeit f_{ctm} nun mehr überschritten, so gilt der Nachweis als erbracht und die Aussteifung ist gewährleistet.

⁷⁶ vgl. Eigene Darstellung.

Nachweis der Labilität

Anschließend muss der Nachweis der Labilität der Aussteifungselemente geführt werden. Hier untersucht, wie eingangs erwähnt, *mb work suite* die Auswirkungen gemäß DIN EN 1992-1-1 nach Theorie I. und II. Ordnung – also die Momente um die Wandlängsachse.

In Abbildung 38 ist die visuelle Auswertung zu sehen. Sollten in einzelnen Bauteilen die Auswirkungen größer als 10% sein, so werden diese rot eingefärbt und der Tragwerksplaner kann gezielt Maßnahmen treffen um die Momente zu reduzieren.

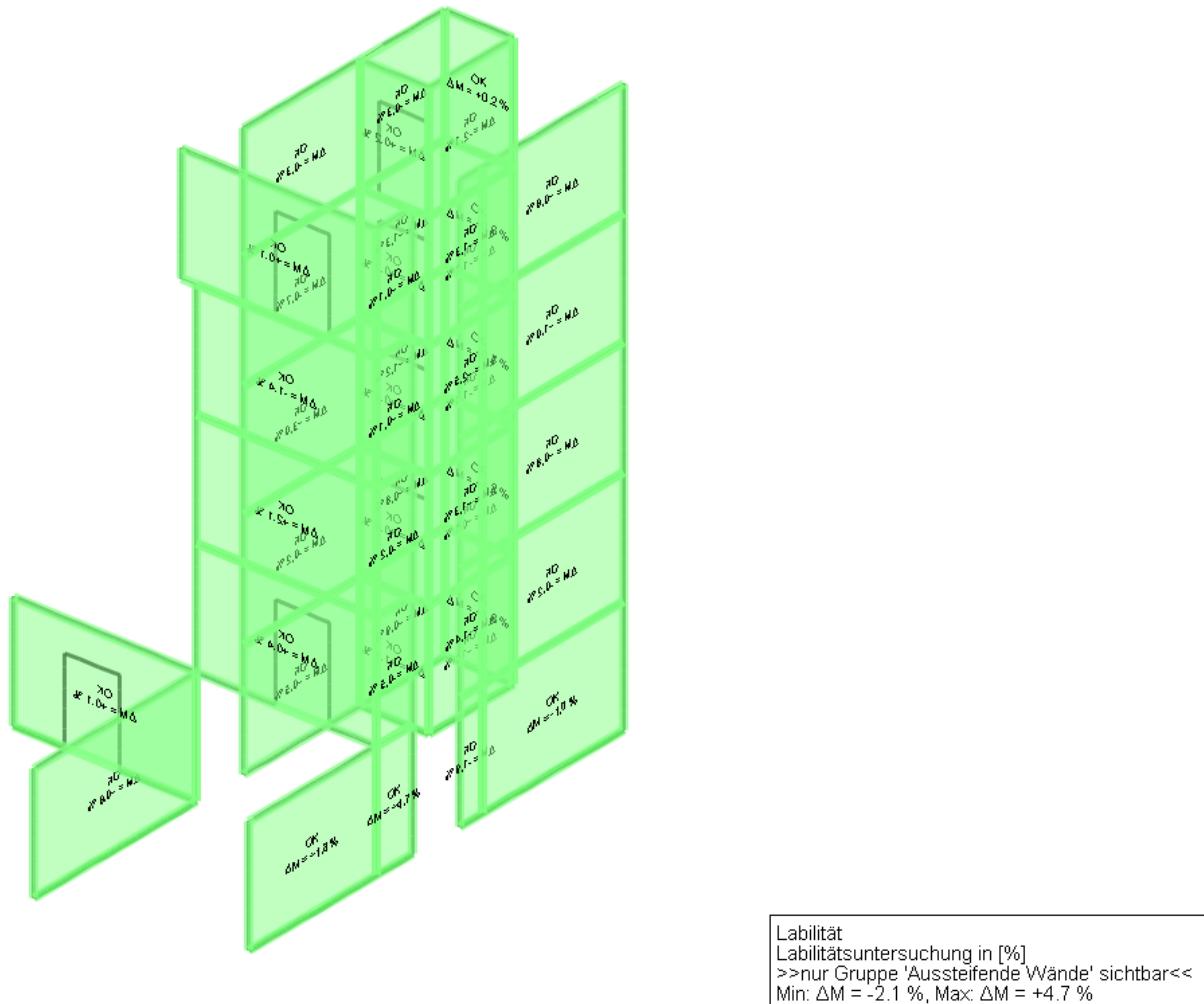


Abb. 35: Visueller Labilitätsnachweis *mb workSuite*⁷⁷

Zudem kann sich der Tragwerksplaner auch die positionsorientierte Ergebnisdarstellung ausgeben lassen, falls die visuelle Darstellung zu unübersichtlich wird. Die positionsorientierte Darstellung ist im Anhang angefügt.

⁷⁷ vgl. Eigene Darstellung.

4.2.2 Analyse mit Dlubal rfem 6

Da die Softwarelösung von *dlubal rfem* noch nicht über eine gleichartige visuelle Auswertung der gerissenen und ungerissenen Querschnitte verfügt, kann man die Bauteile über die normale Spannungsdarstellung kontrollieren. Hierzu muss man jedoch die maßgebenden Lastkombinationen im GZT selbst selektieren und die Spannungen in den aussteifenden Bauteilen betrachten.

Hierzu wird wie in Kapitel 4.1 und Abbildung 16 erläutert, die Biegesteifigkeit der aussteifenden Bauteile auf 80% reduziert und das Rasternetz auf 0,1m x 0,1m verfeinert. Zu untersuchen sind jeweils die Lastkombinationen in den jeweiligen x- und y-Richtungen. Zudem ist zwischen den Lastkombinationen in, welchen zum einen der Wind und zum andern der Verkehr leitend ist. Hier wurden dieselben Lastkombinationen gebildet, wie sie auch in *mb workSuite* generiert wurden. Außerdem müssen sowohl $\sigma_{y,+}$ und $\sigma_{y,-}$ der Flächen betrachtet werden.

Nachweis der Zugspannungen

Aussteifung in -X-Richtung

Im ersten Schritt erfolgt die visuelle Beurteilung. In Abbildung 39 ist grafisch zu erkennen, dass die Flächen 525 und 521 gefährdet sind, in den Zustand II überzugehen. Hier übersteigen in größeren Bereichen die Zugspannungen $2,6 \text{ N/mm}^2$.

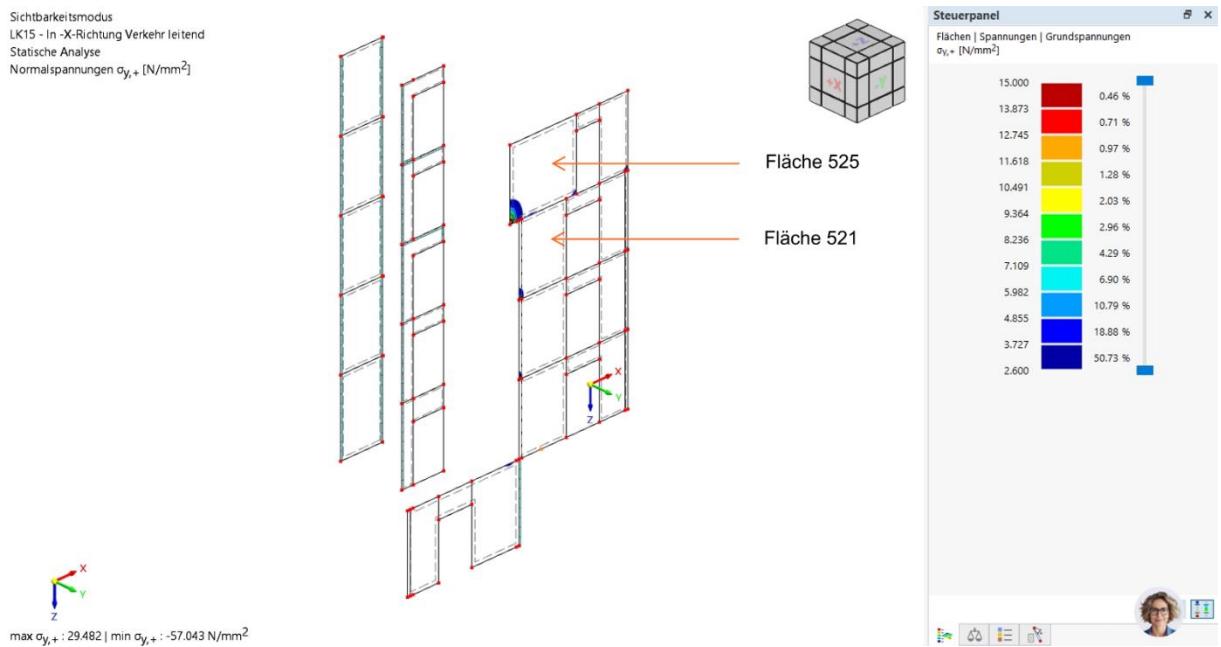
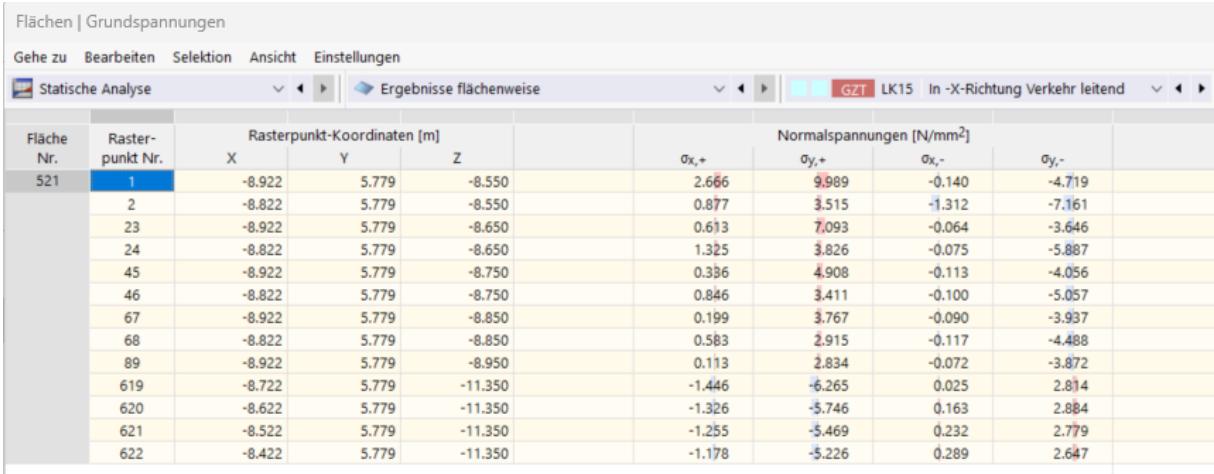


Abb. 36: Zugspannungen infolge Lasten in -X-Richtung, $\sigma_{y,+}$ ⁷⁸

⁷⁸ vgl. Eigene Darstellung.

Nach visueller Selektion folgt die Kontrolle über die Ergebnistabelle. Diese hilft eine genauere Abschätzung abzugeben, ob es notwendig wird die Steifigkeit der selektierten Wände herabzusetzen und zugleich erhält man durch die vorherige Anwendung des Filters gleichzeitig alle Werte für $\sigma_{y,+}$ und $\sigma_{y,-}$ oberhalb 2,6 N/mm². Hier werden nun nur die im visuellen Schritt relevanten Wände betrachtet.



The screenshot shows a software interface for structural analysis. The top menu bar includes "Flächen | Grundspannungen", "Gehe zu", "Bearbeiten", "Selektion", "Ansicht", and "Einstellungen". Below the menu is a toolbar with icons for "Statische Analyse" and "Ergebnisse flächenweise". The main window displays a table titled "Normalspannungen [N/mm²]". The table has columns for Fläche Nr., Rasterpunkt Nr., X, Y, Z, and four stress components: $\sigma_{x,+}$, $\sigma_{y,+}$, $\sigma_{x,-}$, and $\sigma_{y,-}$. The data rows correspond to the points listed in the table below.

Fläche Nr.	Rasterpunkt Nr.	Rasterpunkt-Koordinaten [m]			Normalspannungen [N/mm ²]			
		X	Y	Z	$\sigma_{x,+}$	$\sigma_{y,+}$	$\sigma_{x,-}$	$\sigma_{y,-}$
521	1	-8.922	5.779	-8.550	2.666	9.989	-0.140	-4.719
	2	-8.822	5.779	-8.550	0.877	3.515	-1.312	-7.161
	23	-8.922	5.779	-8.650	0.613	7.093	-0.064	-3.646
	24	-8.822	5.779	-8.650	1.325	3.826	-0.075	-5.887
	45	-8.922	5.779	-8.750	0.336	4.908	-0.113	-4.056
	46	-8.822	5.779	-8.750	0.846	3.411	-0.100	-5.057
	67	-8.922	5.779	-8.850	0.199	3.767	-0.090	-3.937
	68	-8.822	5.779	-8.850	0.583	2.915	-0.117	-4.488
	89	-8.922	5.779	-8.950	0.113	2.834	-0.072	-3.872
	619	-8.722	5.779	-11.350	-1.446	-6.265	0.025	2.814
	620	-8.622	5.779	-11.350	-1.326	-5.746	0.163	2.884
	621	-8.522	5.779	-11.350	-1.255	-5.469	0.232	2.779
	622	-8.422	5.779	-11.350	-1.178	-5.226	0.289	2.647

Abb. 37: Spannungen Fläche 521⁷⁹

⁷⁹ vgl. Eigene Darstellung.

Analyse der Modelluntersuchungen

Flächen Grundspannungen								
Gehe zu Bearbeiten Selektion Ansicht Einstellungen								
Statische Analyse Ergebnisse flächenweise GZT LK15 In -X-Richtung Verkehr leitend								
Fläche Nr.	Rasterpunkt Nr.	Rasterpunkt-Koordinaten [m]			Normalspannungen [N/mm ²]			
		X	Y	Z	$\sigma_{x,+}$	$\sigma_{y,+}$	$\sigma_{x,-}$	$\sigma_{y,-}$
525	1	-9.365	5.779	-11.450	5.572	26.304	4.627	8.482
	2	-9.265	5.779	-11.450	1.478	11.048	-0.168	-3.681
	3	-9.165	5.779	-11.450	0.642	7.684	-1.453	-6.454
	4	-9.065	5.779	-11.450	0.048	5.195	-2.105	-7.928
	5	-8.965	5.779	-11.450	-0.370	3.540	-2.410	-7.880
	6	-8.865	5.779	-11.450	0.117	2.635	-2.139	-7.501
	8	-8.665	5.779	-11.450	0.321	2.634	-1.645	-6.723
	9	-8.565	5.779	-11.450	0.350	2.668	-1.490	-6.360
	10	-8.465	5.779	-11.450	0.406	2.723	-1.356	-6.002
	11	-8.365	5.779	-11.450	0.443	2.734	-1.261	-5.742
	12	-8.265	5.779	-11.450	0.473	2.729	-1.182	-5.520
	13	-8.165	5.779	-11.450	0.488	2.687	-1.117	-5.320
	14	-8.065	5.779	-11.450	0.497	2.631	-1.058	-5.128
	29	-6.565	5.779	-11.450	0.430	2.718	-0.588	-3.022
	30	-6.465	5.779	-11.450	0.384	2.818	-0.515	-2.712
	31	-6.365	5.779	-11.450	0.435	3.147	-0.468	-2.302
	32	-9.365	5.779	-11.550	0.238	16.622	0.102	3.096
	33	-9.265	5.779	-11.550	1.570	10.686	0.377	-2.152
	34	-9.165	5.779	-11.550	1.616	6.998	-0.159	-5.180
	35	-9.065	5.779	-11.550	1.302	5.016	-0.578	-6.516
	36	-8.965	5.779	-11.550	1.005	3.600	-0.791	-6.985
	37	-8.865	5.779	-11.550	0.898	2.800	-0.967	-6.925
	61	-6.465	5.779	-11.550	0.254	2.678	-0.264	-2.653
	62	-6.365	5.779	-11.550	-0.012	3.011	0.019	-2.472
	63	-9.365	5.779	-11.650	0.078	12.243	-0.155	0.566
	64	-9.265	5.779	-11.650	0.973	9.309	0.093	-1.876
	65	-9.165	5.779	-11.650	1.388	6.584	0.009	-4.113
	66	-9.065	5.779	-11.650	1.588	4.747	0.007	-5.442
	67	-8.965	5.779	-11.650	1.474	3.588	-0.112	-6.076
	68	-8.865	5.779	-11.650	1.304	2.884	-0.279	-6.252
	93	-6.365	5.779	-11.650	0.012	2.719	-0.022	-2.483
	94	-9.365	5.779	-11.750	0.038	9.889	-0.118	-0.245
	95	-9.265	5.779	-11.750	0.708	8.157	0.013	-1.649
	96	-9.165	5.779	-11.750	1.133	6.111	0.035	-3.326
	97	-9.065	5.779	-11.750	1.448	4.548	0.131	-4.521
	98	-8.965	5.779	-11.750	1.517	3.463	0.113	-5.255
	99	-8.865	5.779	-11.750	1.387	2.777	-0.013	-5.588
	125	-9.365	5.779	-11.850	-0.006	7.966	-0.085	-0.889
	126	-9.265	5.779	-11.850	0.521	6.890	-0.025	-1.713
	127	-9.165	5.779	-11.850	0.903	5.515	0.012	-2.822
	128	-9.065	5.779	-11.850	1.221	4.308	0.140	-3.753
	129	-8.965	5.779	-11.850	1.431	3.418	0.227	-4.382
	130	-8.865	5.779	-11.850	1.364	2.792	0.134	-4.742
	156	-9.365	5.779	-11.950	0.002	6.482	-0.068	-1.250
	157	-9.265	5.779	-11.950	0.396	5.771	-0.035	-1.758
	158	-9.165	5.779	-11.950	0.663	4.810	-0.077	-2.532

Abb. 38: Spannungen Fläche 525⁸⁰

Nun müssen die Steifigkeiten der Flächen 521 und 525 auf 40% reduziert werden und anschließend eine erneute Berechnung durchgeführt werden.

In der erneuten Berechnung nun keine weiteren Spannungen oberhalb der Zugfestigkeit des Betons auf, sodass der Nachweis der Querschnitte in -X-Richtung mit Verkehr als leitende Einwirkung geführt wurde.

⁸⁰ vgl. Eigene Darstellung.

Analyse der Modelluntersuchungen

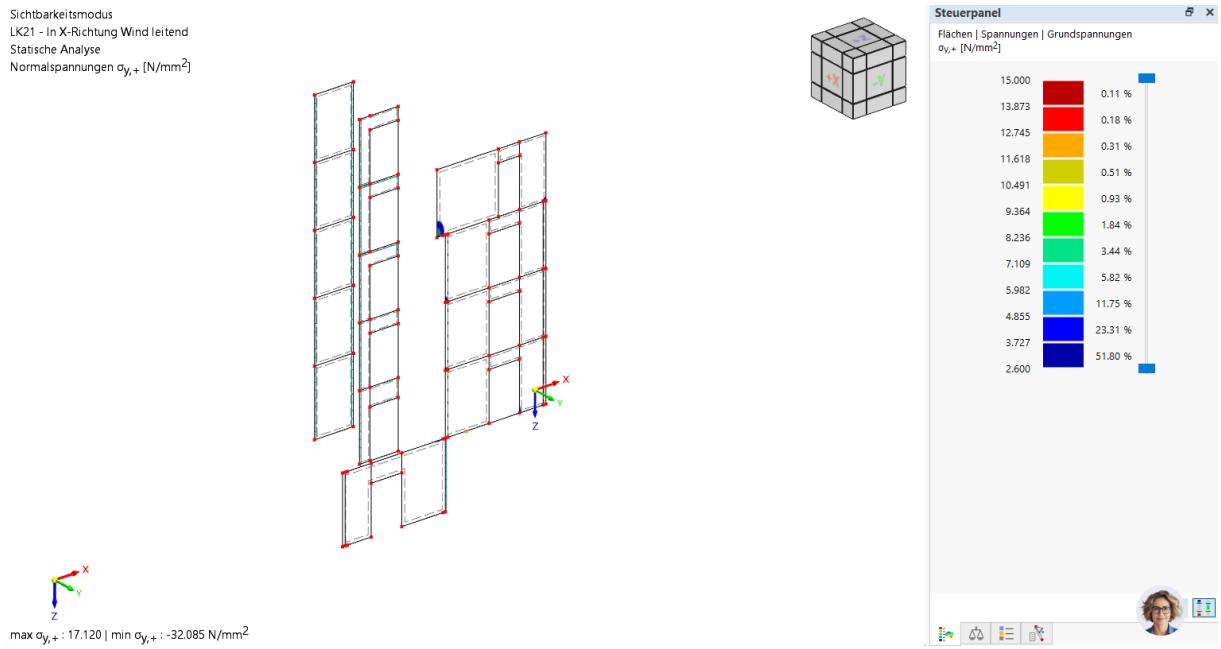


Abb. 39: Zugspannungen infolge Lasten in X-Richtung mit herabgesetzter Steifigkeit⁸¹

Aussteifung in Y-Richtung

Nachfolgend wird noch am Lastfall in Y-Richtung mit Wind als leitende Einwirkung ausgewertet. Hier werden die Zugspannungen in den Flächen 238, 377 und 427 bei 80%iger Steifigkeit überschritten.

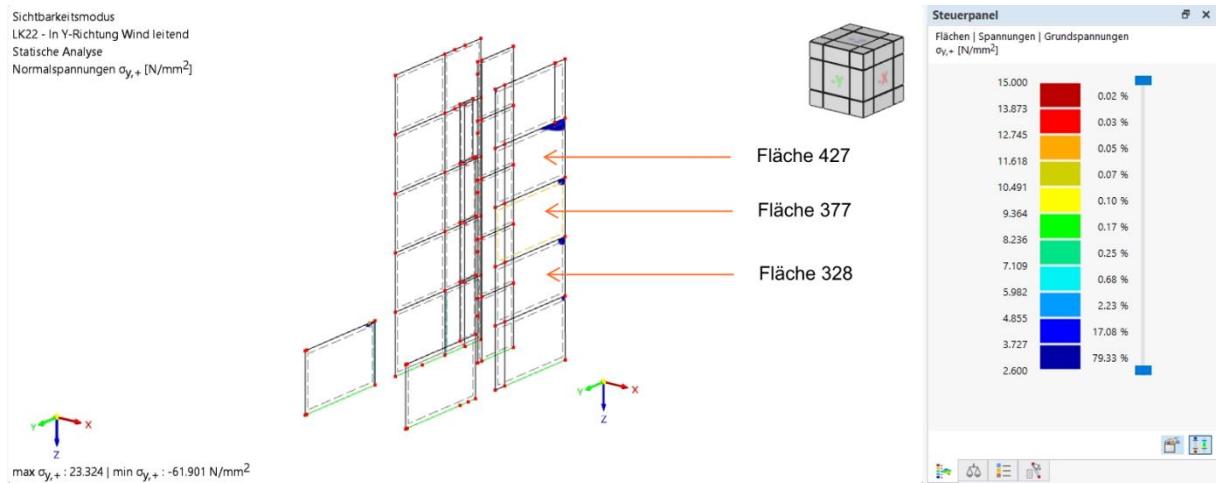


Abb. 40: Aussteifung in Y-Richtung Wind als leitende Einwirkung⁸²

Hier genügt die visuelle Betrachtung, um zu erkennen, dass in diesen Flächen die Steifigkeiten reduziert werden müssen.

⁸¹ vgl. Eigene Darstellung.

⁸² vgl. Eigene Darstellung.

Wurden diese reduziert, ergibt sich nach Abbildung 44 folgende Zugspannungsverteilung.

Die abgeminderten Wände entziehen sich der Last und die Spannungen verteilen sich auf zuvor geringe beanspruchte Bauteile.

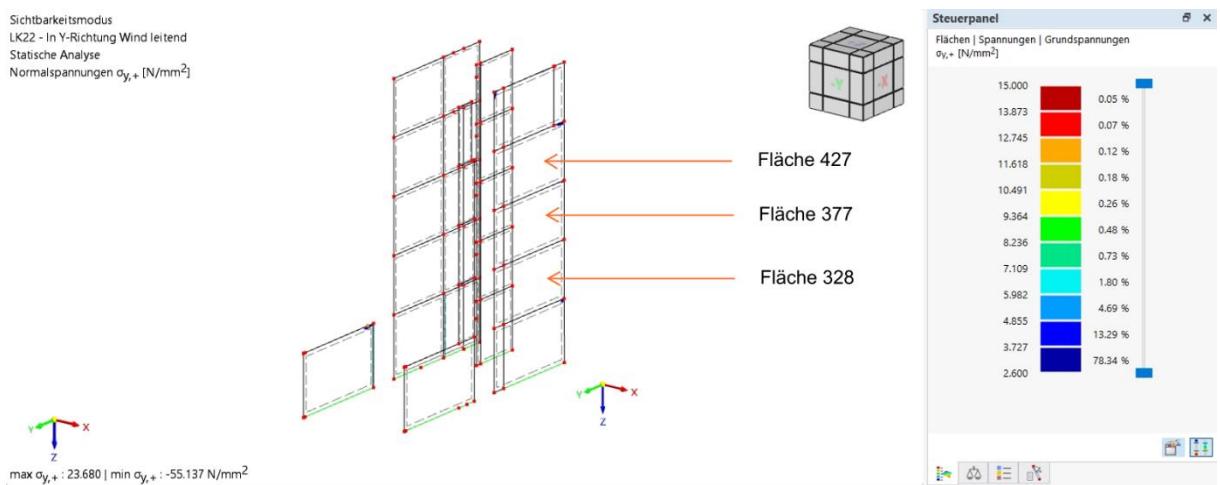


Abb. 41: Aussteifung in Y-Richtung Wind als leitende Einwirkung verminderte Steifigkeit⁸³

Ebenso müssen für die verbleibenden Lastfälle die Zugspannungen überprüft werden. Oben wurde die allgemeine Vorgehensweise erläutert und Schritt für Schritt dargelegt. Um den Umfang der Analyse im Rahmen zu halten, sind die weiteren Lastfälle und Nachweise im Anhang zu finden.

Nachweis der Labilität

Um sich in rfem 6 die Auswirkungen aus Theorie I. und II. Ordnung ausgeben zu lassen, sind folgende Schritte von Nöten. Zu Beginn muss in allen Fugen der Aussteifungselemente ein Ergebnisschnitt eingefügt werden. Dies erfolgt nach den in Abschnitt 4.1 beschriebenen Schritten.

Anschließend untersucht man die verschiedenen Lastfälle gemäß DIN EN 1990. Daraufhin wird eine Excelliste erstellt, um die resultierenden Momente der jeweiligen Lastkombinierungen nach Theorie I. Ordnung und II. Ordnung miteinander zu vergleichen. Dies wurde in Tabelle 2 durchgeführt.

⁸³ vgl. Eigene Darstellung.

Tabelle 2: Vergleich Momente I. und II. Ordnung⁸⁴

Belastungsrichtung	Bauteil	Moment Theorie I. Ordnung [kNm]	Moment Theorie II. Ordnung [kNm]	Abweichung
In - X-Richtung				
In X-Richtung				
Lastkombination	Bauteil	Moment Theorie I. Ordnung	Moment Theorie II. Ordnung	Abweichung
In - Y-Richtung				
in Y-Richtung				

Die Tabelle wird so formatiert, dass Abweichungen größer 10% rot gefärbt werden und der Aufsteller gezielt Maßnahmen an den Einzelbauteilen treffen kann, um die Momentenzuwächse auf unter 10% zu reduzieren.

4.3 Vergleich der Programmergebnisse

Im Folgenden werden die Ergebnisse von *mb workSuite* und *rfem 6* verglichen.

4.3.1 Zugspannungen

Lässt man die Zugspannungen von *mb workSuite* überprüfen so werden die Zugspannungen in den Wänden W303, 403, W502.1, W503, W602.1, und W603 überschritten. Betrachtet man die visuelle Ausgabe, so wird ersichtlich, dass hauptsächlich die Wände in X-Richtung den Einwirkungen im ungerissenen Zustand nicht stark genug entgegenwirken können. Um die dazugehörige Lastkombination zu erfahren, lässt man sich die positionsorientierte Ergebnisdarstellung ausgeben. In diesem Fall ist es die Lastkombination 8 (siehe Anhang) mit Wind in positiver X-Richtung. In der untenstehenden Abbildung 45 sind die Spannungsverteilungen darstellt.

⁸⁴ vgl. Eigene Darstellung.



Abb. 42: Zugspannungen mb workSuite infolge LK8⁸⁵

Untersucht man die gleiche Lastkombination in *rfem* 6 ergibt sich gemäß Abbildung 46 eine annähernd gleiche Spannungsverteilung. So muss nun in beiden Modellen die Steifigkeiten dieser Wände herabgesetzt werden.

⁸⁵ vgl. Eigene Darstellung.

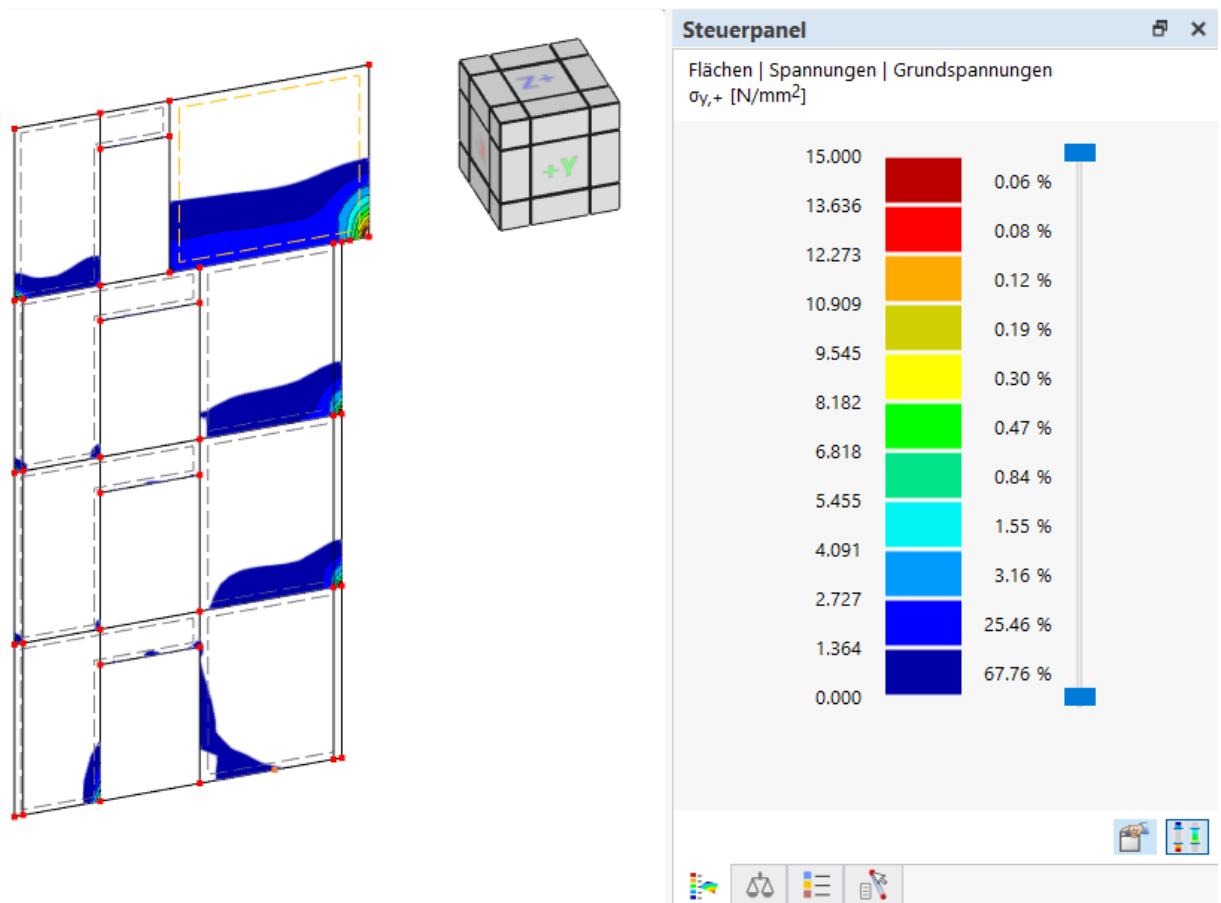


Abb. 43: Zugspannungen r_{fem} 6 infolge LK8⁸⁶

Im erneuten Rechendurchlauf werden die Zugspannungen in den Wänden W201.2, W201.3, W502.1 und W602.1 überschritten und auch hier daraufhin im nächsten Schritt als gerissen angesetzt. In anschließender Abbildung 47 treten in den verbleibenden Wänden keine Zugspannungen oberhalb von $2,6 \text{ N/mm}^2$ auf und der Nachweis ist in mb workSuite erbracht.

Dahingegen treten in Y-Richtung Spannungen größer $2,6 \text{ N/mm}^2$ auf und auch hier werden die Steifigkeiten der Wände W202, W302.3, W402.3 und W502.3 herabgesetzt.

⁸⁶ vgl. Eigene Darstellung.

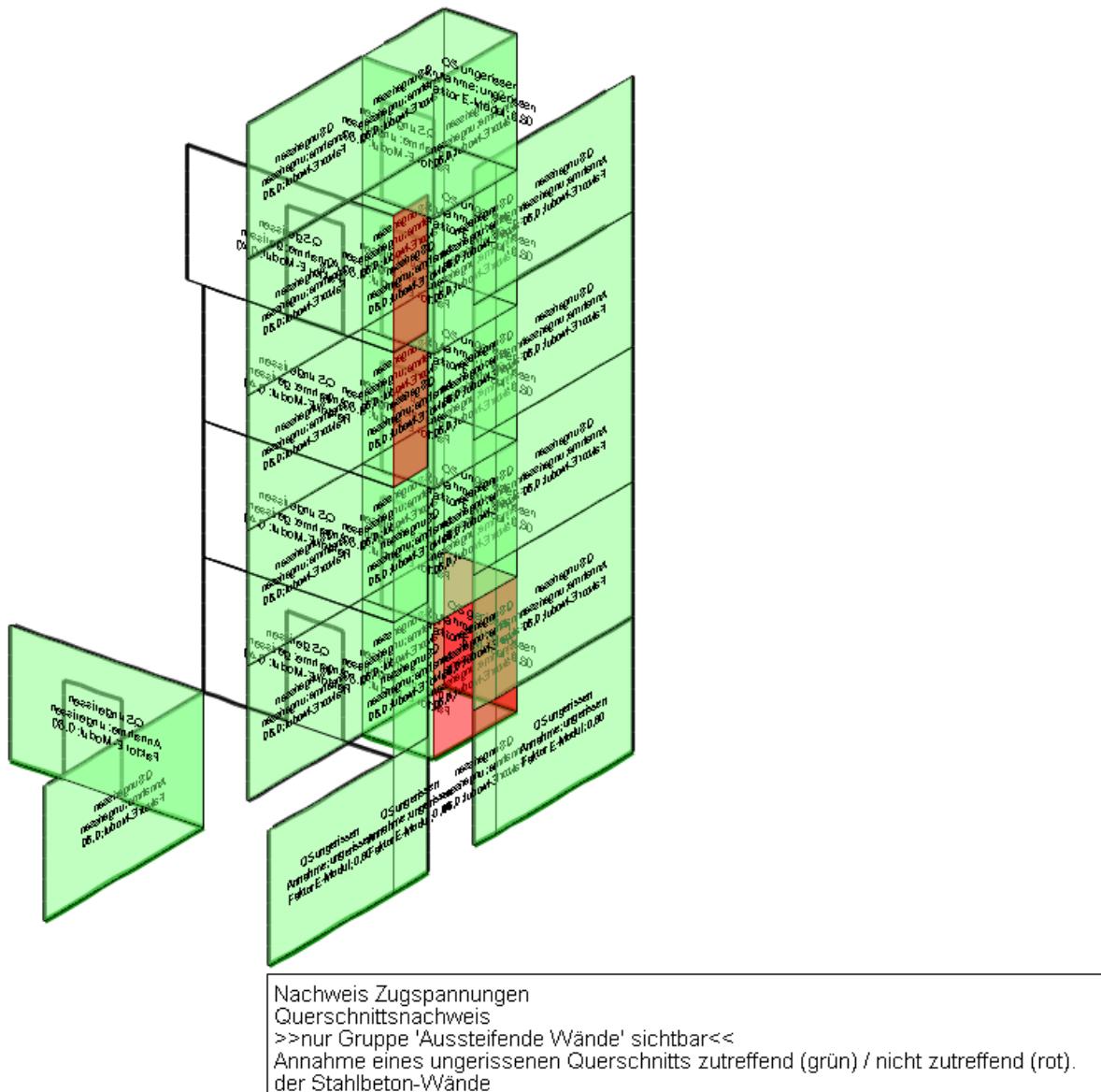


Abb. 44: Gerissene Wände infolge Steifigkeitsabminderung⁸⁷

⁸⁷ vgl. Eigene Darstellung.

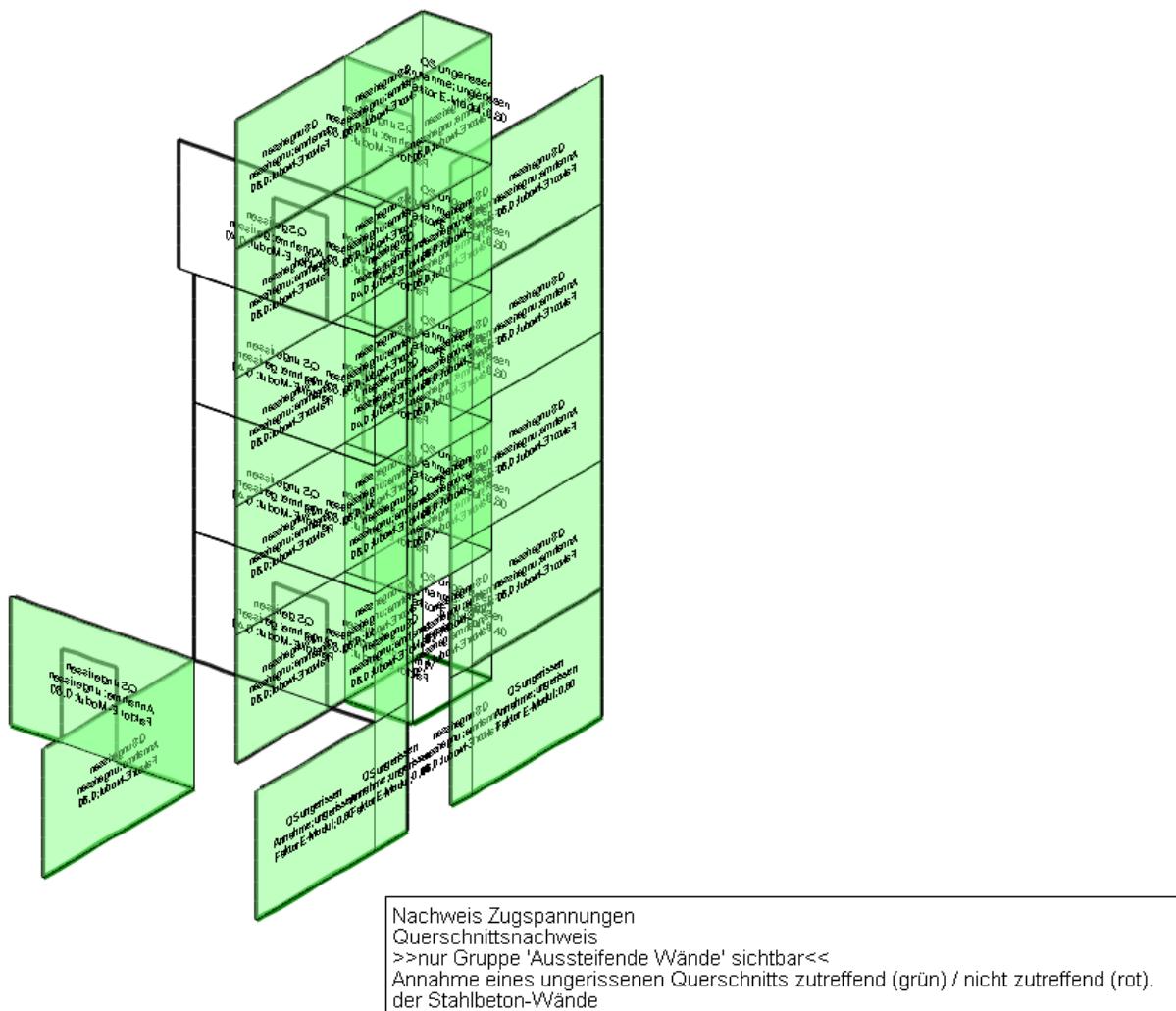


Abb. 45: Nachweis Zugspannungen mit abgeminderter Steifigkeit⁸⁸

Dazu im Vergleich treten in *rjem 6* nach Abminderung der Steifigkeiten keine weiteren Überschreitungen der Zugspannungen in anderen Wänden auf und somit wäre hier der Nachweis schon nach einmaliger Herabsetzung der Steifigkeit erbracht. Diese werden visuell unten in Abbildung 49 gezeigt.

⁸⁸ vgl. Eigene Darstellung.

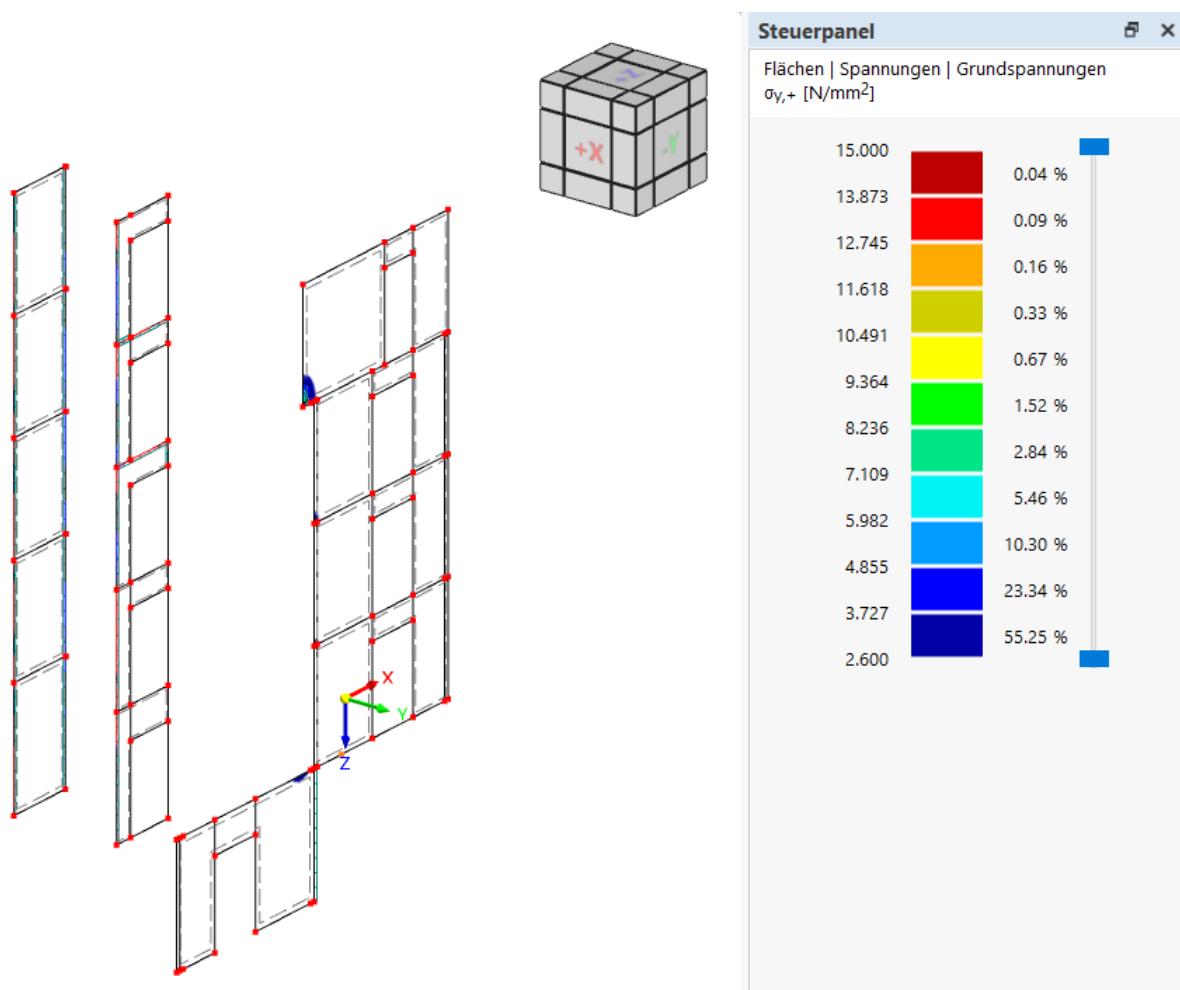


Abb. 46: Spannungen in X-Richtung nach Herabsetzen der Steifigkeit

Dahingegen treten im Programm *rfem 6* in Y-Richtung Spannungen größer 2,6 N/mm² auf und auch hier werden die Steifigkeiten der Wände W202, W302.3, W402.3 und W502.3 herabgesetzt.

Um die beiden Programme zu vergleichen, ob sich der Beton in Zustand I oder II befindet, wurde die untenstehende Tabelle 5 erstellt und um die beiden Abbildungen 50 und 51 mit den Grafiken aus dem jeweiligen Programm ergänzt.

Tabelle 3: Vergleich Zustand Betonbauteile⁸⁹

	mb workSuite	rfem 6	
Bauteil	Zustand		Übereinstimmung
W201.1	ungerissen	ungerissen	ja
W201.2	gerissen	ungerissen	nein
W201.3	gerissen	ungerissen	nein
W201.4	ungerissen	ungerissen	ja
W202	ungerissen	gerissen	nein
W203	ungerissen	ungerissen	ja
W204	ungerissen	ungerissen	ja
W205	ungerissen	ungerissen	ja
W301.1	ungerissen	ungerissen	ja
W301.2	ungerissen	ungerissen	ja
W301.3	ungerissen	ungerissen	ja
W301.4	ungerissen	ungerissen	ja
W302.1	ungerissen	ungerissen	ja
W302.3	ungerissen	gerissen	nein
W303	gerissen	gerissen	ja
W304	ungerissen	ungerissen	ja
W401.1	ungerissen	ungerissen	ja
W401.2	ungerissen	ungerissen	ja
W401.3	ungerissen	ungerissen	ja
W401.4	ungerissen	ungerissen	ja
W402.1	ungerissen	ungerissen	ja
W402.3	ungerissen	gerissen	nein
W403	gerissen	gerissen	ja
W404	ungerissen	ungerissen	ja
W501.1	ungerissen	ungerissen	ja
W501.2	ungerissen	ungerissen	ja
W501.4	ungerissen	ungerissen	ja
W502.1	ungerissen	ungerissen	ja
W502.3	ungerissen	gerissen	nein
W503	gerissen	gerissen	ja
W504	ungerissen	ungerissen	ja
W601.1	ungerissen	ungerissen	ja
W601.2	ungerissen	ungerissen	ja
W601.3	ungerissen	ungerissen	ja
W601.4	ungerissen	ungerissen	ja
W602.1	gerissen	ungerissen	nein
W602.3	ungerissen	gerissen	nein
W603	gerissen	gerissen	ja
W604	ungerissen	ungerissen	ja

⁸⁹ vgl. Eigene Darstellung.

Übereinstimmung finden die beiden Modelle bei Belastungen in X-Richtung. Visualisiert wird dies durch Einfärben der Wandbauteile bei welchen die Steifigkeit herabgesetzt wurde. In Abbildung 50 sind die Wände, welche braun eingefärbt sind mit 40%iger Steifigkeit versehen und die übrigen mit 80%iger Steifigkeit. Die in Abbildung 51 von *mb workSuite* rot gefärbten Wände werden ebenfalls mit verminderter Steifigkeit angesetzt.

Unterschiedliche Ergebnisse ergeben sich jedoch bei Belastungen in Y-Richtung. Wo im Programm *mb workSuite* der Beton in Zustand I verbleibt, nehmen die Spannungen in *rfem 6* Größenordnungen an, wo eine Herabsetzung der Steifigkeit erforderlich wird.

Anzumerken ist jedoch, dass die im Falle von *rfem 6* ein größerer Interpretationsspielraum Seitens des Tragwerksplaners vorhanden ist, ob die Steifigkeiten herabgesetzt werden muss oder nicht, da die Ergebnisse vorerst visuell und anschließend numerisch überprüft werden. Wohingegen *mb workSuite* Programm intern analysiert, ob der Werkstoff aufreist.

Bricht die Überprüfung auf ein Minimum herunter, erscheinen die Ergebnisse jedoch plausibel, da die Bauteile die in Aussteifungsrichtung angeordnet sind, bei der zugehörigen Belastung in den Zustand II übergehen. So kann es sich um programminterne Einstellungen handeln, dass gewissen Bauteile früher oder später in den Zustand II übergehen.

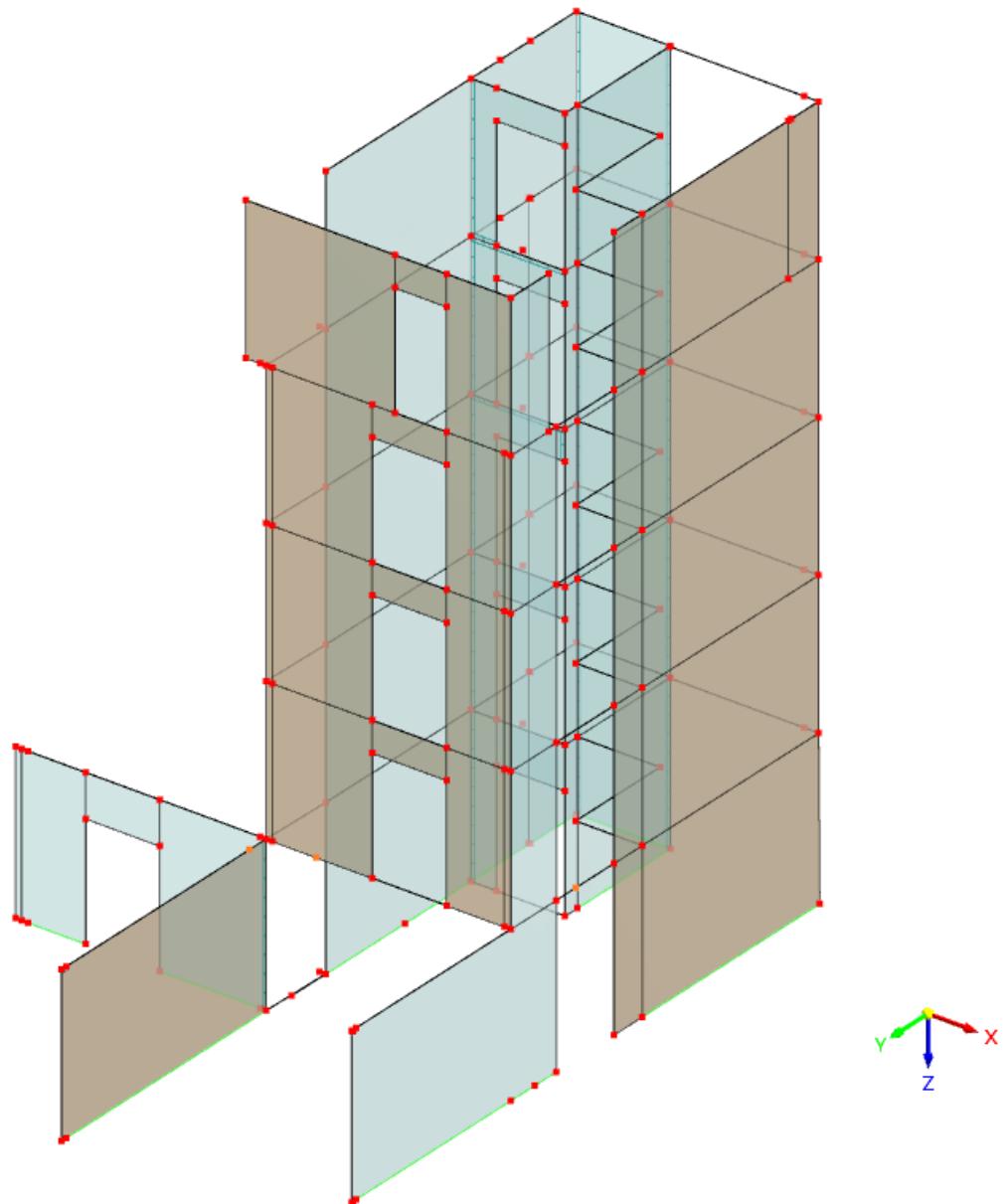


Abb. 47: Modifizierte Stahlbetonwände rfem 6⁹⁰

⁹⁰ vgl. Eigene Darstellung.

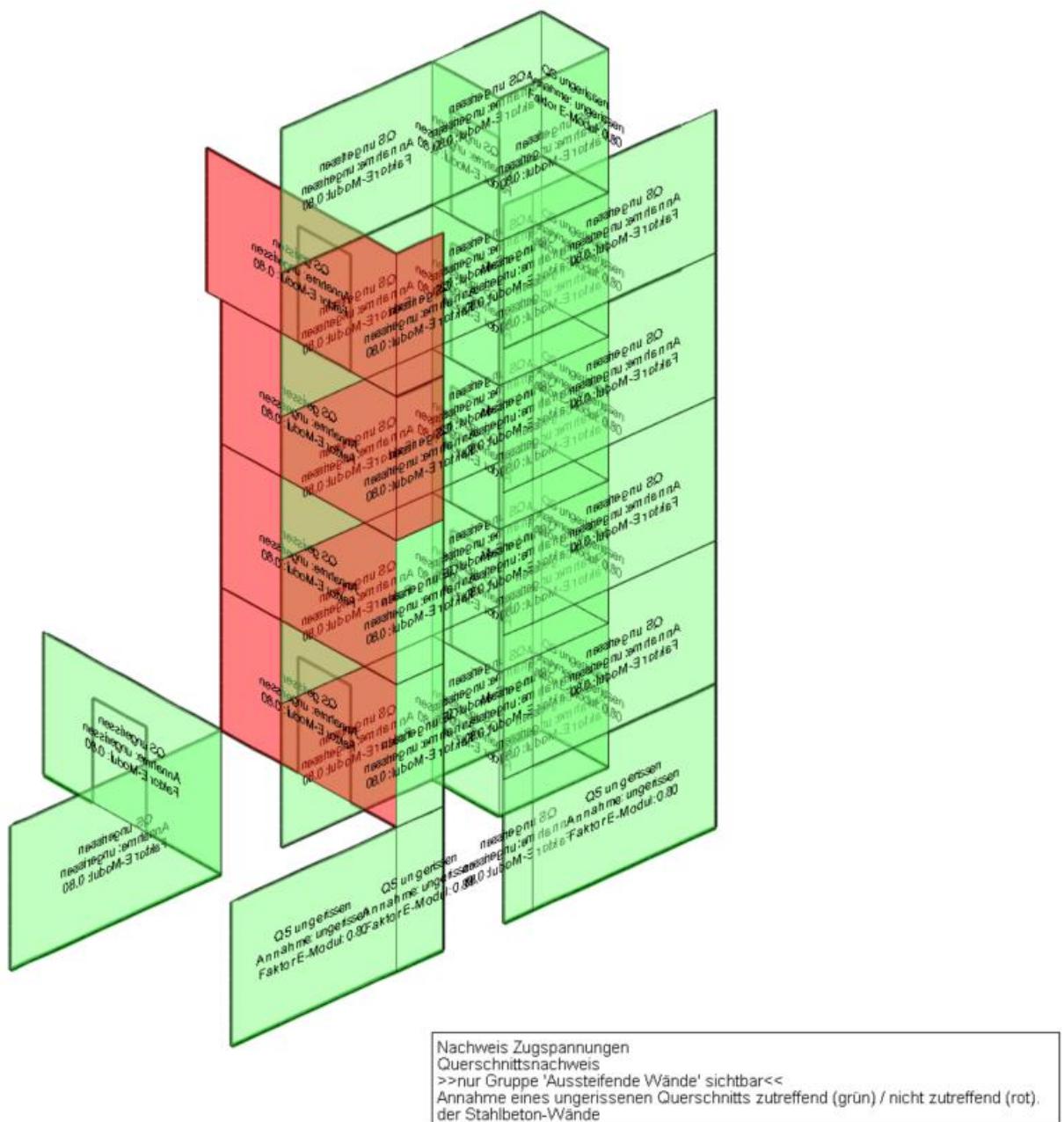


Abb. 48: Visuelle Ausgabe der Zugspannungen mb workSuite⁹¹

Durch Vergleichen der plausiblen Verformungsfiguren in Kapitel 5.2, welche in beiden Programmen ähnlich sind, lässt sich zusammenfassend feststellen, dass die Modellierung der beiden Modelle erfolgreich war und die Ergebnisse aussagekräftig sind.

⁹¹ vgl. Eigene Darstellung.

4.3.2 Labilität

Nach herabsetzen der Steifigkeit bestimmter Bauteile werden nun die Ergebnisse der Labilität ausgewertet.

Mittels der Softwarelösung *mb workSuite* werden die Ergebnisse durch die automatisierte Nachweisführung durchgeführt. Hier wird, wie vorher schon erläutert, die visuelle Ausgabe angewendet. Im vorliegenden Projekt überschritten keine Momente nach Theorie II. Ordnung die Momente nach Theorie I. Ordnung um mehr als 10%. Somit ist der Nachweis der Labilität erbracht.

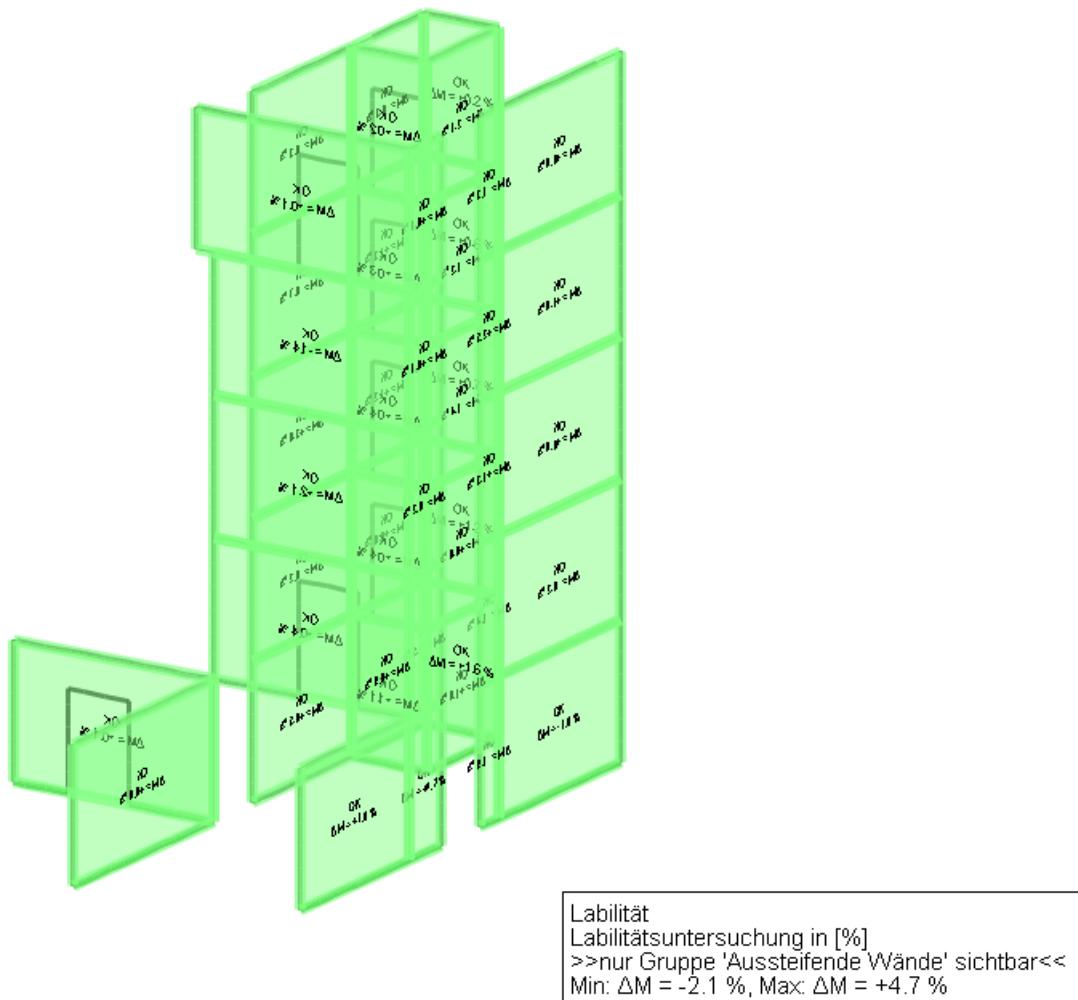


Abb. 49: Nachweis der Labilität mittels *mb workSuite*⁹²

⁹² vgl. Eigene Darstellung.

Im Vergleich dazu wurden die resultierenden Momente am Wandfuß nach Theorie I. und II. Ordnung um die starke Achse in *rfem 6* untersucht.

Die Vorgehensweise, um diese zu ermitteln wurde bereits in Abschnitt 4.1 erläutert. In folgender Abbildung 53 wird die visuelle Auswertung exemplarisch in -X-Richtung I. Ordnung gezeigt. Hierzu legt man in jedem Wandfuß einen Ergebnisschnitt und lässt sich die resultierenden Momente anzeigen. In untenstehenden Tabellen 3 und 4 wurden die Momente gelistet und die Abweichung berechnet.

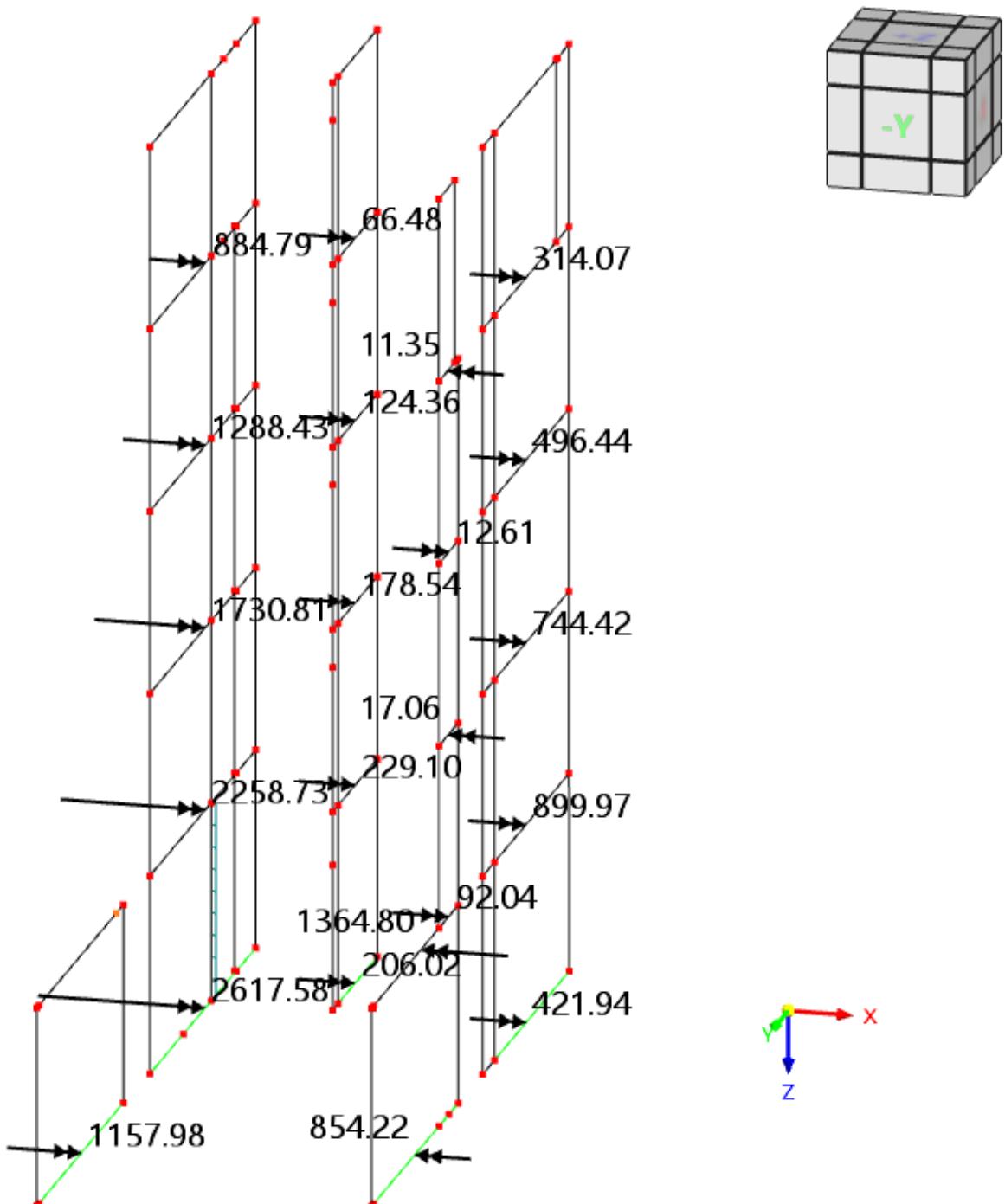


Abb. 50: Resultierende Momente in $-X$ -Richtung I. Ordnung⁹³

⁹³ vgl. Eigene Darstellung.

Tabelle 4: Resultierende Wandfußmomente in X-Richtung⁹⁴

Belastungsrichtung	Bauteil	Moment Theorie I. Ordnung [kNm]	Moment Theorie II. Ordnung [kNm]	Abweichung
In -X-Richtung	W201.1	1,92	2,22	-15,6%
	W201.3	48,13	47,66	1,0%
	W205	1373,14	1373,54	0,0%
	W301.1	16,86	16,38	2,8%
	W301.3	12,07	12,26	-1,6%
	W303	1195,42	1200,6	-0,4%
	W401.1	44,01	43,65	0,8%
	W401.3	17,07	16,78	1,7%
	W403	230,91	234,07	-1,4%
	W501.1	30,86	30,63	0,7%
	W503	137,29	138,98	-1,2%
	W601.1	6,3	6,2	1,6%
	W601.3	4,77	5,01	-5,0%
	W603	31,64	30,59	3,3%
In X-Richtung	W201.1	7,43	7,24	2,6%
	W201.3	54,37	55,28	-1,7%
	W205	1127,72	1126,59	0,1%
	W301.1	72,94	72,86	0,1%
	W301.3	29,88	30,65	-2,6%
	W303	898,28	879,57	2,1%
	W401.1	42,38	42,67	-0,7%
	W401.3	0,1	0,46	-360,0%
	W403	77,83	78,45	-0,8%
	W501.1	29,72	29,53	0,6%
	W501.3	8,5	8,37	1,5%
	W503	68,03	68,8	-1,1%
	W601.1	3,26	3,48	-6,7%
	W601.3	1,57	1,47	6,4%
	W603	60,96	60,21	1,2%

⁹⁴ vgl. Eigene Darstellung.

Tabelle 5: Resultierende Wandfußmomente in Y-Richtung⁹⁵

Lastkombination	Bauteil	Moment Theorie I. Ordnung	Moment Theorie II. Ordnung	Abweichung
In - Y-Richtung	W201.2	136,42	137,88	-1,1%
	W201.4	2527,47	2537,3	-0,4%
	W202	255,55	257,72	-0,8%
	W203	1145,25	1151,89	-0,6%
	W204	1046,18	1048,08	-0,2%
	W301.2	185,63	186,81	-0,6%
	W302.1	89,53	89,93	-0,4%
	W302.3	793,1	801,36	-1,0%
	W304	2154,95	2158,46	-0,2%
	W401.2	161,55	162,39	-0,5%
	W402.1	12,35	12,23	1,0%
	W402.3	645,27	651,69	-1,0%
	W404	1618,83	1619,43	0,0%
	W501.2	122,95	123,38	-0,3%
	W502.1	14,46	14,43	0,2%
	W502.3	462,57	464,39	-0,4%
	W504	1186,58	1188,74	-0,2%
	W601.2	70,44	70,5	-0,1%
	W602.1	7,82	8,02	-2,6%
	W602.3	318,53	317,67	0,3%
	W604	826,39	828,43	-0,2%
in Y-Richtung	W201.2	200,03	202,38	-1,2%
	W201.4	3286,09	3297,15	-0,3%
	W202	917,94	930,21	-1,3%
	W203	787,09	791,08	-0,5%
	W204	1110,83	1113,42	-0,2%
	W301.2	235,98	237,57	-0,7%
	W301.4	2729,89	2733,22	-0,1%
	W302.1	109,24	110,11	-0,8%
	W302.3	1235,98	1255,31	-1,6%
	W401.2	174,92	175	0,0%
	W401.4	1940,05	1942,76	-0,1%
	W402.1	14,86	14,47	2,6%
	W402.3	817,91	827,33	-1,2%
	W501.2	113,65	114,17	-0,5%
	W501.4	1330,61	1335,67	-0,4%
	W502.1	13,04	12,89	1,2%
	W502.3	473,8	474,56	-0,2%
	W601.2	57,32	57,41	-0,2%
	W601.4	782,67	785,3	-0,3%
	W602.1	14,86	15,22	-2,4%
	W602.3	275,75	273,12	1,0%
	W604	863,4	867,18	-0,4%

Wertet man die Ergebnisse der Tabellen 4-1 und 4-2 aus, so fällt auf, dass in *rfem 6* bei zwei Wandpositionen Abweichungen größer 10% auftreten. Bei W201.1 und W401.3 treten zwar prozentual große Abweichungen auf, jedoch entfallen auf diese Wände sehr geringe Lasten. Hier liegt es im Ermessen des Tragwerksplaners, ob dieses Resultat zu vernachlässigen ist oder ob Maßnahmen getroffen werden, die in Hinsicht auf planerischen bzw. baulichen Aufwand zu vertreten sind.

Bei den restlichen Bauteilen bleibt auch nach der Herabsetzung der Steifigkeiten aus der der Labilitätsuntersuchung die 10% Grenze unterschritten. Somit ist der Nachweis der Labilität für das Beispielprojekt erbracht.

5 Reflektion der Analyse

Im folgenden Abschnitt wird auf die vorangegangenen Abschnitte eingegangen. Daraufhin werden die erarbeiteten Erkenntnisse erläutert und die daraus gewonnenen Ergebnisse zusammengefasst. Im Anschluss daran folgt zur Übertragung auf andere Projekte ein Leitfaden zur praktischen Anwendung. Abschließend wird ein Ausblick vorgegeben, in dem weitere Aspekte und mögliche Optimierungen angesprochen werden.

Ziel dieser Arbeit ist es, einen Leitfaden zu erstellen, der in der Praxis seine Anwendung findet. Hierzu mussten zuerst die theoretischen Grundlagen der Finiten Elemente Methode recherchiert und verstanden werden. Zudem wurden auch auf mögliche Fehlerquellen, die bei der Modellierung von komplexen Gebäudestrukturen auftreten können, hingewiesen. Hierbei ist nochmals zu erwähnen, dass zum einen durch die Vielzahl an Einstellungs- und Modellierungsmöglichkeiten der Tragwerksplaner fundierte Fachkenntnisse vorzuweisen hat, um das Programm professionell und zielführend anzuwenden. Zum anderen suggerieren die heutigen FE-Programme mit ihrer modernen Benutzeroberfläche ein hohes Maß Genauigkeit und Exaktheit. Deshalb sollten die gelieferten Ergebnisse der EDV kritisch betrachtet und hinterfragt werden.

Im zweiten Kapitel wurde näher auf den Verbundwerkstoff Stahlbeton eingegangen. Dieser bildet auf Grund seines Herstellungsprozesses einen nichtlinearen Werkstoff und fordert gerade in Fällen, in denen er durch Zug belastet wird, besondere Beachtung. Nach DIN EN 1992-1-1 dürfen die Schnittgrößen nach vier verschiedenen Verfahren ermittelt werden. Voran die linear-elastische Berechnung, gefolgt von der linear-elastischen Berechnung mit begrenzter Umlagerung und dem Verfahren nach der Plastizitätstheorie und abschließend dem nichtlinearen Verfahren. Daraus resultiert die Erkenntnis, dass die linear-elastische Berechnung oft große praktische Vorteile mit sich bringt und diese bei den meisten Rechenprogrammen ihre Anwendung findet. Großer Vorteil ist hier die Rechtmäßigkeit des Superpositionsprinzips. Die anderen Berechnungsmethoden finden zunehmend Anwendung, wenn äußerst wirtschaftlich konstruiert werden soll, oder das Tragwerk nach Theorie II. Ordnung bemessen werden muss.

Folglich wurde das Beispielprojekt vorgestellt. Bei dem Gebäude mit Staffelgeschoss handelt es sich um einen Skelettbau der durch einen Treppenhaus- und Aufzugsschacht ausgesteift wird. Alle anderen Bauteile wie Holzaußentände oder Stahlbetonstützen werden bei der Aussteifung des Gesamtsystems außer Acht gelassen. Der verwendete Beton der Decke und Wände wird einheitlich auf die Sorte C25/30 mit der Zugfestigkeit f_{ctm} von $2,6 \text{ N/mm}^2$ festgelegt. Um die horizontalen Einwirkungen auf das Aussteifungssystem zu ermitteln wurde zum einen eine

Gebäudehülle generiert, sowie unplanmäßige Schiefstellung der vertikalen Bauteile berücksichtigt. Vertikale Lasten resultieren aus Eigengewicht und Verkehrslasten.

Im Abschnitt der Modellanalyse wurde anhand einer Beispielwand die Herangehensweise der Analyse der Zugspannungen und der Nachweis der Labilität erläutert. Bei beiden Vorgehen wurde sich an der Funktionsweise der Softwarelösung *mb workSuite* orientiert, um möglichst einheitliche Ergebnisse zu erzielen. Für die Analyse der Zugspannungen wurde die Steifigkeit der Aussteifungswände auf 80% der ursprünglichen Steifigkeit gesetzt und die jeweiligen Lastfälle angesetzt. Wird hierbei die Zugspannung der Bauteile überschritten, muss daraufhin die Steifigkeit auf 40% abgemindert werden. Um die Bemessung nach Theorie II. Ordnung zu vermeiden, muss nachgewiesen werden, dass die Auswirkungen von Theorie II. Ordnung kleiner 10% deren Theorie I. Ordnung sind. Hierzu wurde in den Wandfüßen Ergebnisstäbe gelegt und die Bemessung nach Theorie I. und II. Ordnung durchgeführt. Diese Festlegung entstammt jedoch vermutlich aus früheren Zeiten, da die heutigen aufwendigen Berechnungen nach Theorie II. Ordnung zeitsparend von der EDV berechnet werden können.

Abschließend wurde das Projekt untersucht. Hier ergaben sich im Hinblick auf die Überschreitungen der Zugspannungen annähernd gleiche Ergebnisse. Anschließend wurde die Gebäudeaussteifung im Zusammenspiel mit dem Verbundwerkstoff Beton recherchiert und verstanden. Es wurde die Spannungsverteilung einzelner Wände visuell untersucht und es ergaben sich gleiche Verteilungen der Spannungsverläufe, was auf eine Gleichwertigkeit der beiden Modelle schließen lässt. Lediglich die Höhe der Spannungen unterschieden sich in Teilen der Aussteifungsbauteile. Daraufhin folgte der Nachweis der Labilität. Hierzu wurden die Momente nach Theorie I. und II. Ordnung in einer Tabelle zusammengefasst und die Abweichung berechnet. Wo in *mb workSuite* der Nachweis der Labilität erfolgreich war, überschritten bei dem Nachweis in *rfem 6* zwei Wandpositionen die 10% Grenze. Hier müssten gegebenenfalls Änderungen an Abmessungen der Positionen erfolgen oder ein zusätzliches Bauteil eingefügt werden, falls keine Optimierung in der Softwarelösung *rfem 6* stattfinden kann.

Nachfolgend ist ein zusammenfassender Leitfaden zur praktischen Anwendung zu finden. Er soll das Ergebnis dieser Ausarbeitung darstellen und Hilfestellung in der Praxis geben.

6 Ausarbeitung eines Leitfadens zur Übertragung auf andere Projekte

Im Folgenden wird ein Zehn-Schritte Leitfaden zur Beurteilung der Zugspannungen in aussteifenden Stahlbetonbauteilen wiedergegeben. Weiter sind darauffolgend erklärende Abbildungen angefügt, um die Schritte leichter nachvollziehen zu können.

6.1 Leitfaden

Zugspannungen

- 1) Nach ① und ② das benutzerdefinierte Material aktivieren und die Biegesteifigkeit auf 80% reduzieren
- 2) Bemessen des Tragwerksmodells mit den dazugehörigen horizontalen Einwirkungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit nach DIN EN 1990
- 3) Nach ③ die untere Grenze der Skalierung des Steuerpanels ab der Zugfestigkeit der vorhandenen Betondruckfestigkeit beginnen lassen und beurteilen, ob die Steifigkeit herabgesetzt werden muss
- 4) Falls notwendig, die Spannungen mittels Ergebnistabelle auswerten
- 5) Hierzu bei den jeweiligen Flächen im Register „Raster“ nach ④ und ⑤ Rasterverdichtung auf eine angemessene Größe vornehmen
- 6) Anschließend in der Ergebnistabelle im Register „Grundspannungen“ in den Dropdownmenüs „Statische Analyse“ und „Ergebnisse flächenweise“ selektieren und in den Ergebnisfilter nach ⑥ wechseln
- 7) Unter „Grundspannungen“ nach ⑦ „Gemäß Kriterien“ aktivieren
- 8) Nun die Kriterien nach Schritt ⑧ so definieren, dass nur Rasterpunkte oberhalb der Zugfestigkeit des jeweiligen Betons in der Ergebnistabelle angezeigt wird
- 9) Anschließend müssen die Spannungen in der Ergebnistabelle ausgewertet werden und ggfls. Steifigkeiten in den aussteifenden Bauteilen herabgesetzt werden
- 10) Abschließend müssen die Schritte 3 bis 9 iterativ wiederholt werden, bis die vorhandenen Zugspannungen mit der eingestellten Biegesteifigkeit korrespondieren

Ausarbeitung eines Leitfadens zur Übertragung auf andere Projekte

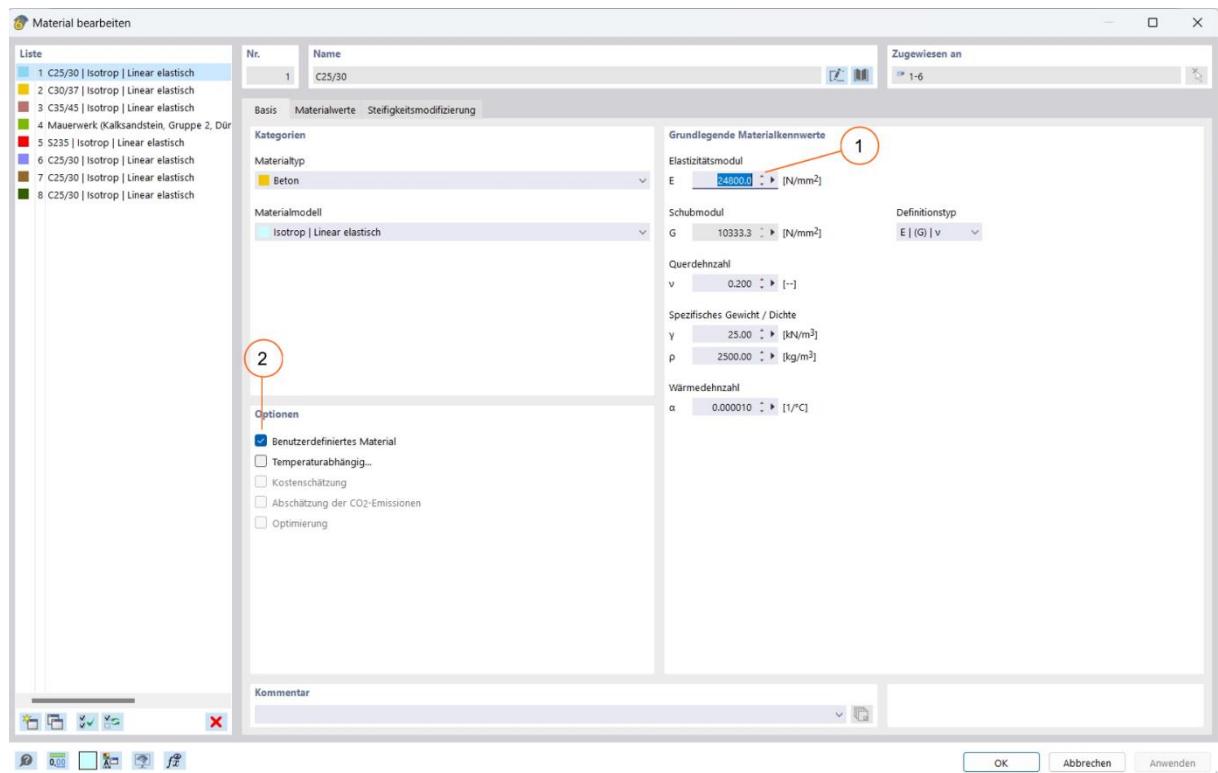


Abb. 51: Leitfaden Zugspannungen Schritt 1+2⁹⁶

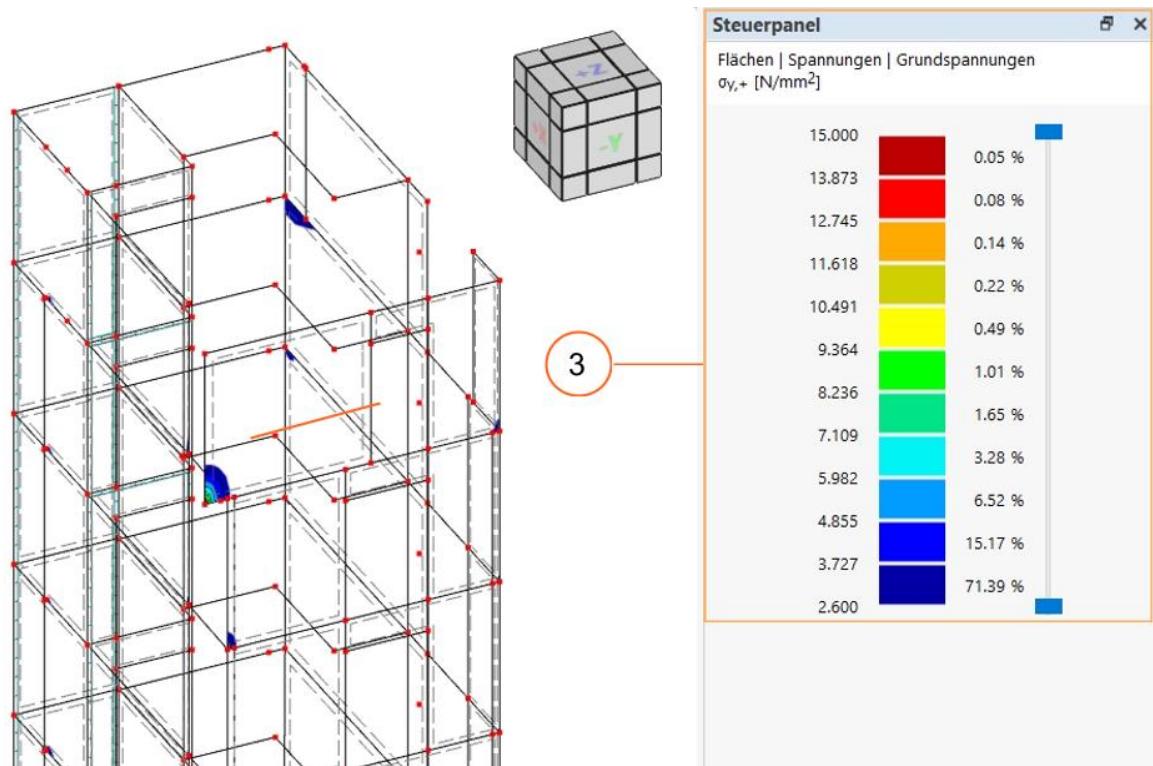


Abb. 52: Leitfaden Zugspannungen Schritt 3⁹⁷

⁹⁶ vgl. Eigene Darstellung.

⁹⁷ vgl. Eigene Darstellung.

Ausarbeitung eines Leitfadens zur Übertragung auf andere Projekte

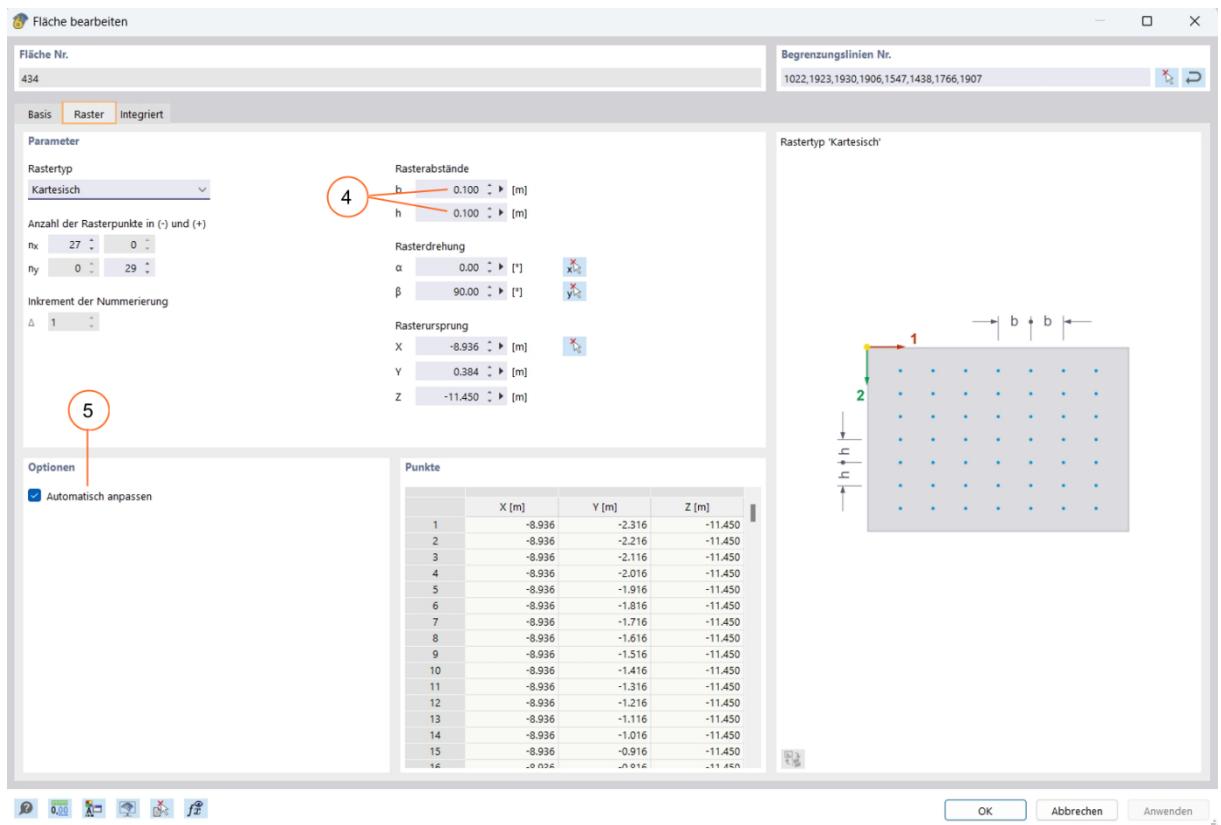


Abb. 53: Leitfaden Zugspannungen Schritt 4+5⁹⁸

Fläche Nr.	Rasterpunkt Nr.	Rasterpunkt-Koordinaten [m]			Normalspannungen [N/mm²]				Flächenkommentar
		X	Y	Z	σ_{xx}	σ_{yy}	σ_{xy}		
325	29	-7.036	0.384	-2.750	1.402	-5.806	3.838	10.309	
	870	-7.036	0.384	-5.650	1.735	4.852	-1.450	-13.011	
328	1	-4.028	-2.391	-2.750	-0.227	-4.274	1.404	7.238	
	2	-4.028	-2.291	-2.750	-0.838	-4.778	0.716	3.598	
	56	-4.028	-2.391	-2.850	0.035	-3.546	0.003	4.180	
	57	-4.028	-2.291	-2.850	-0.334	-3.960	0.563	3.051	
	111	-4.028	-2.391	-2.950	-0.057	-3.304	0.034	3.058	
	1597	-4.028	-2.291	-5.650	0.639	3.044	-1.190	-5.561	
	1598	-4.028	-2.191	-5.650	0.473	2.659	-0.873	-4.319	
331	12	-8.936	-1.216	-2.750	1.433	3.067	-0.819	-3.337	
	13	-8.936	-1.116	-2.750	2.295	6.583	-1.831	-6.598	
	14	-8.936	-1.016	-2.750	1.430	4.015	-1.269	-5.137	

Abb. 54: Leitfaden Zugspannungen Schritt 6⁹⁹

⁹⁸ vgl. Eigene Darstellung.

⁹⁹ vgl. Eigene Darstellung.

Ausarbeitung eines Leitfadens zur Übertragung auf andere Projekte

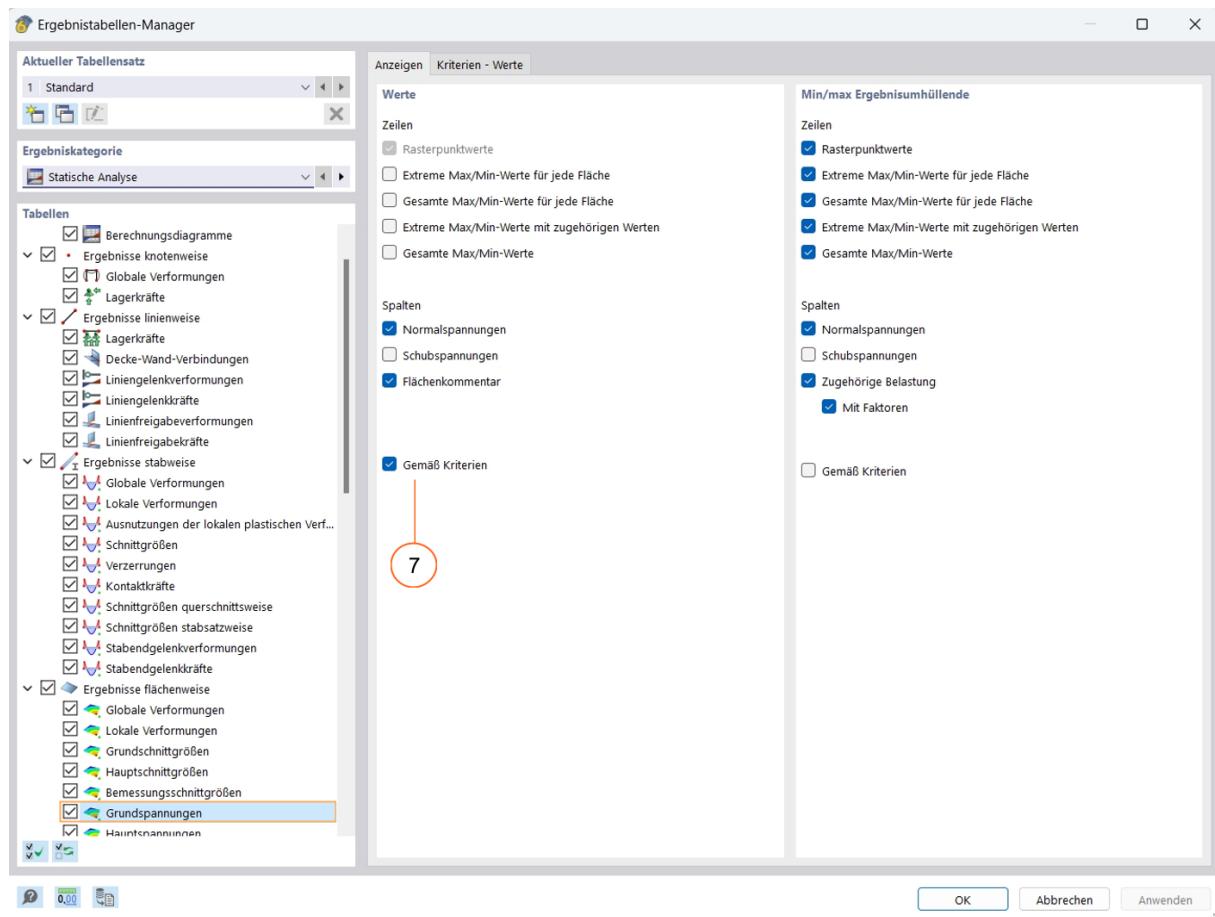


Abb. 55: Leitfaden Zugspannungen Schritt 7¹⁰⁰

¹⁰⁰ vgl. Eigene Darstellung.

Ausarbeitung eines Leitfadens zur Übertragung auf andere Projekte

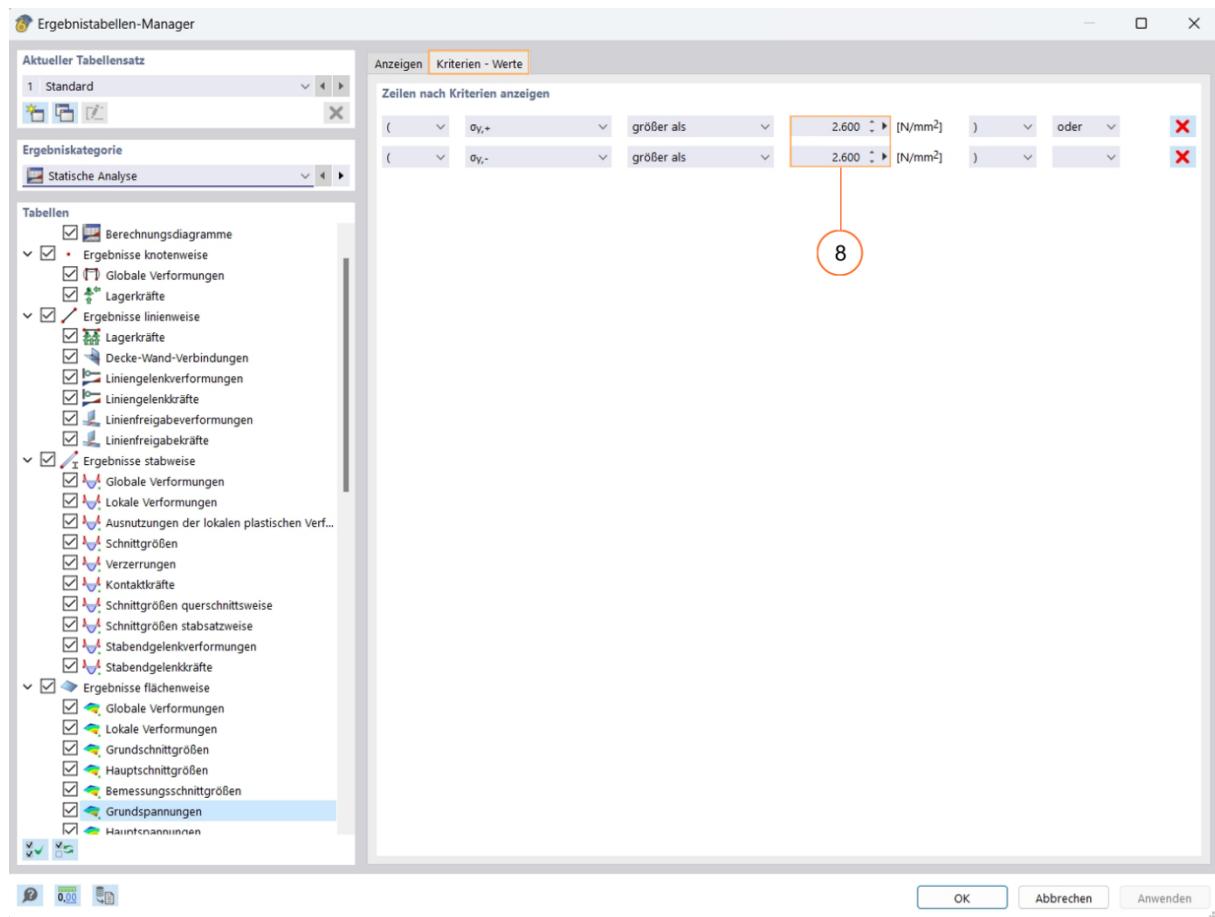


Abb. 56: Leitfaden Zugspannungen Schritt 8¹⁰¹

¹⁰¹ vgl. Eigene Darstellung.

Labilität

- 1) An jedem Wandfuß nach ① einen Ergebnisschnitt einlegen
- 2) Anschließend nach Schritt ② die Zuweisung „Alle Flächen“ auswählen, Typ „Linie“ gemäß ③ im Dropdownmenü auswählen und Schnitte in „Global in +Z“ laut Schritt ④ auswählen und die gewünschten Wandfüße gemäß ⑤ selektieren
- 3) Nun die Momente um die starke Wandachse nach I. und II. Ordnung berechnen und in einer Excel-Tabelle zusammenführen
- 4) Falls Abweichungen größer 10% auftreten ggf. Abmessungen oder Lager der betroffenen Bauteile ändern oder Theorie II. Ordnung anwenden

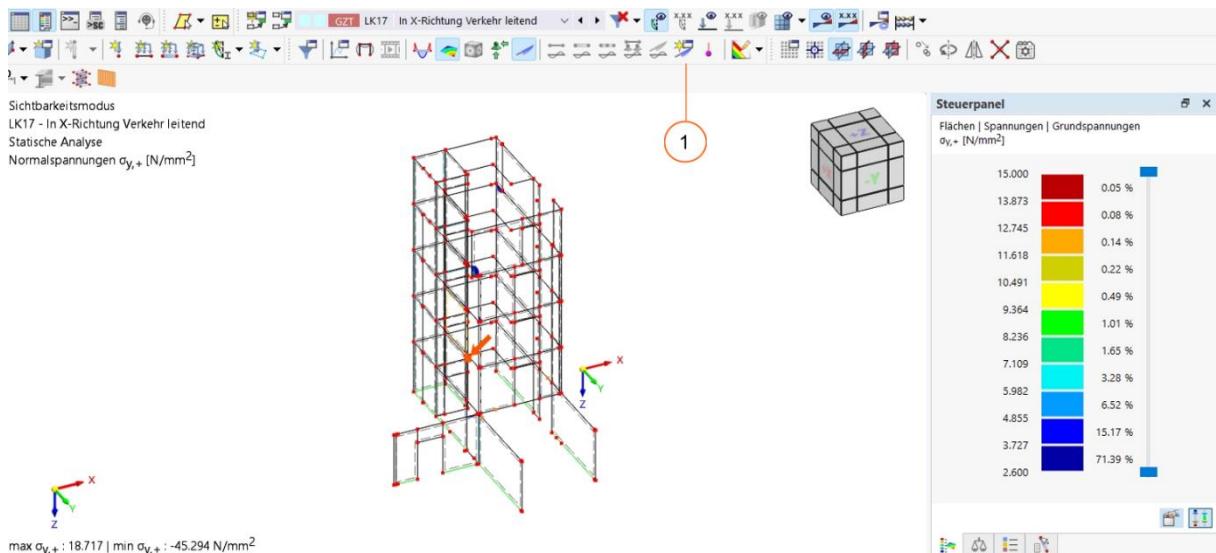


Abb. 57: Leitfaden Labilität Schritt 1¹⁰²

¹⁰² vgl. Eigene Darstellung.

Ausarbeitung eines Leitfadens zur Übertragung auf andere Projekte

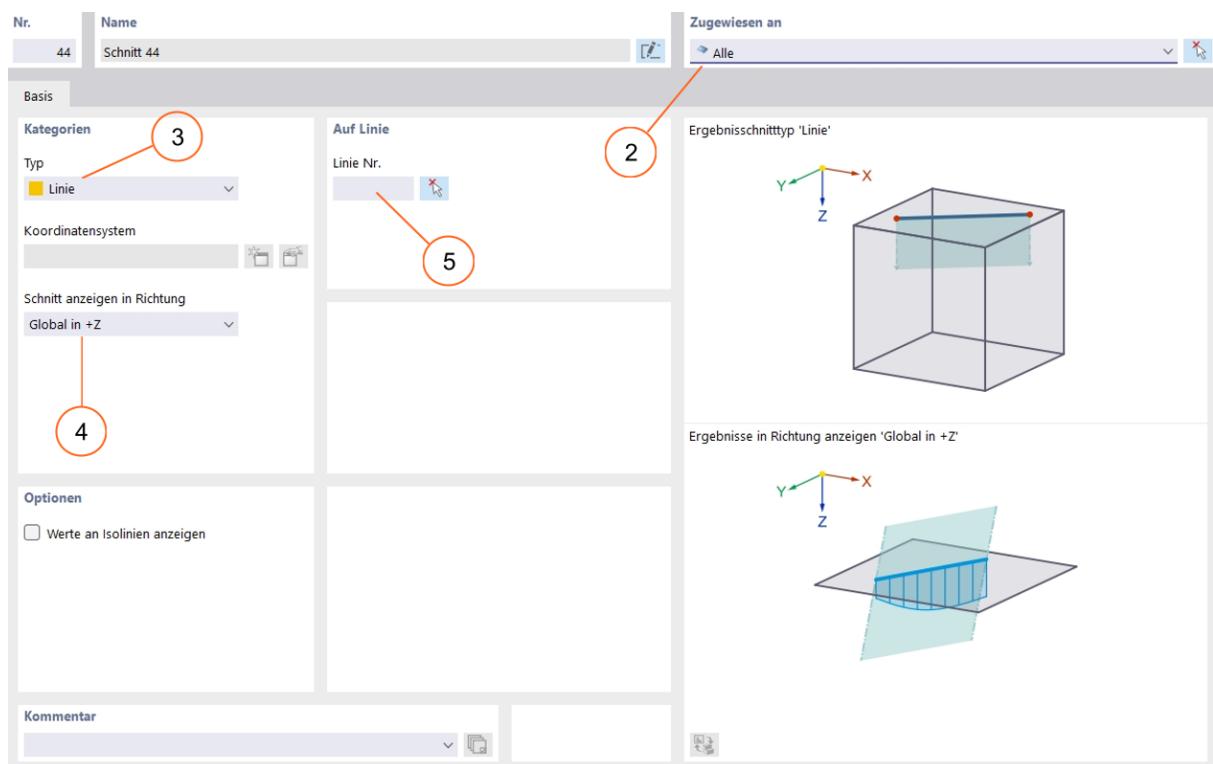


Abb. 58:Leitfaden Labilität Schritt 2-5¹⁰³

¹⁰³ vgl. Eigene Darstellung.

6.2 Ausblick

In dieser Arbeit sollte ein Weg gefunden werden, der die Herangehensweise der Softwarelösung *mb workSuite* auf *rfem 6* von *dlubal* überträgt. Hierzu wurde das linear-elastische Verhalten von Stahlbeton zu Grunde gelegt. Um die Auswirkungen und die tatsächliche Verteilung der Spannungen und das damit verbundene Aufreißen des Betons wirklichkeitsnaher abzubilden, könnte das nichtlineare Materialverhalten angewendet werden. Hierzu müsste in *rfem 6* das Spannungsdehnungsdiagramm implementiert werden, in Abbildung 62 gezeigt. Darauf aufbauend würde sich die Fragestellung ergeben, wie viel Bewehrung durch das Anwenden von Nichtlinearitäten eingespart werden könnte und ob hierdurch ein signifikanter wirtschaftlicher Vorteil entsteht.

Im Bereich der Auswirkungen nach Theorie II. Ordnung ist es ohnehin fraglich, ob mit dem heutigen Stand der Technik dieser Vergleich von Nöten ist. Die EDV berechnet die Tragwerke in einer angemessenen Zeit, sodass mit relativ wenig Aufwand die Resultate der Theorie II. Ordnung schnell gesichtet und bewertet werden können. Zudem liegt der Tragwerksplaner damit auf der sichereren Seite.

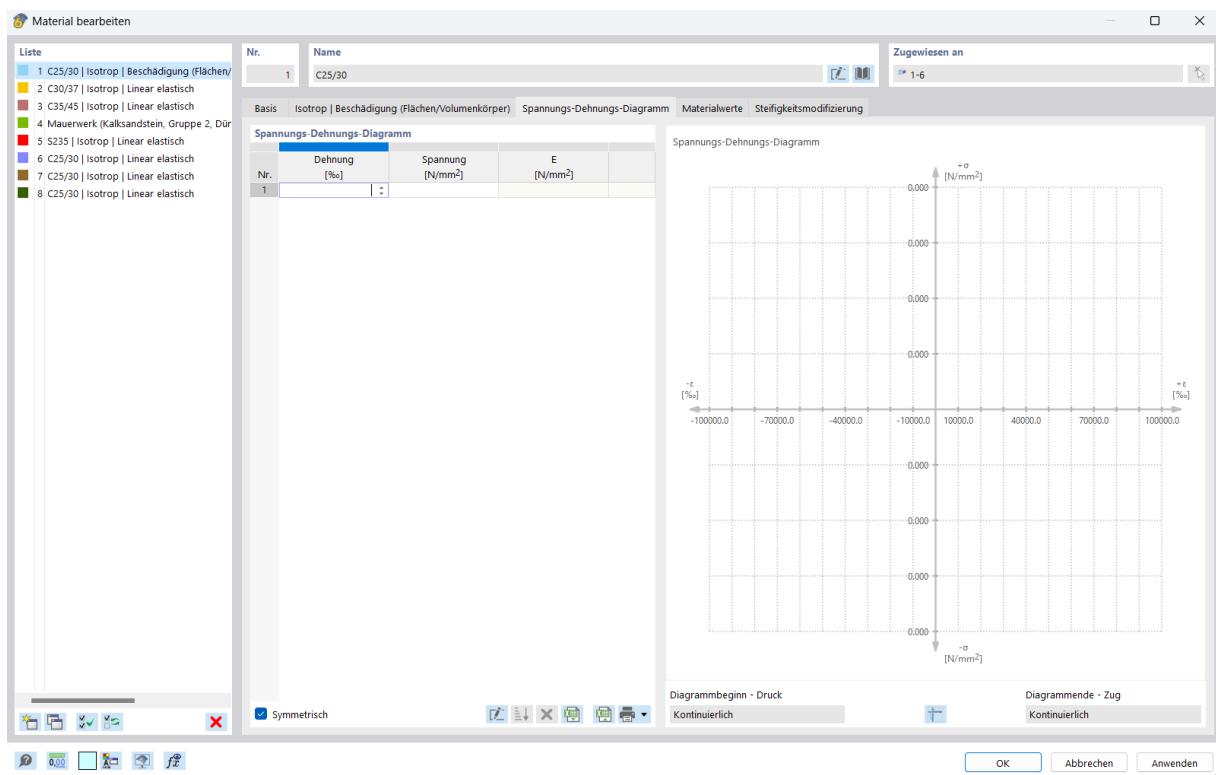


Abb. 59: Einfügen von Spannungs-Dehnungs-Beziehungen¹⁰⁴

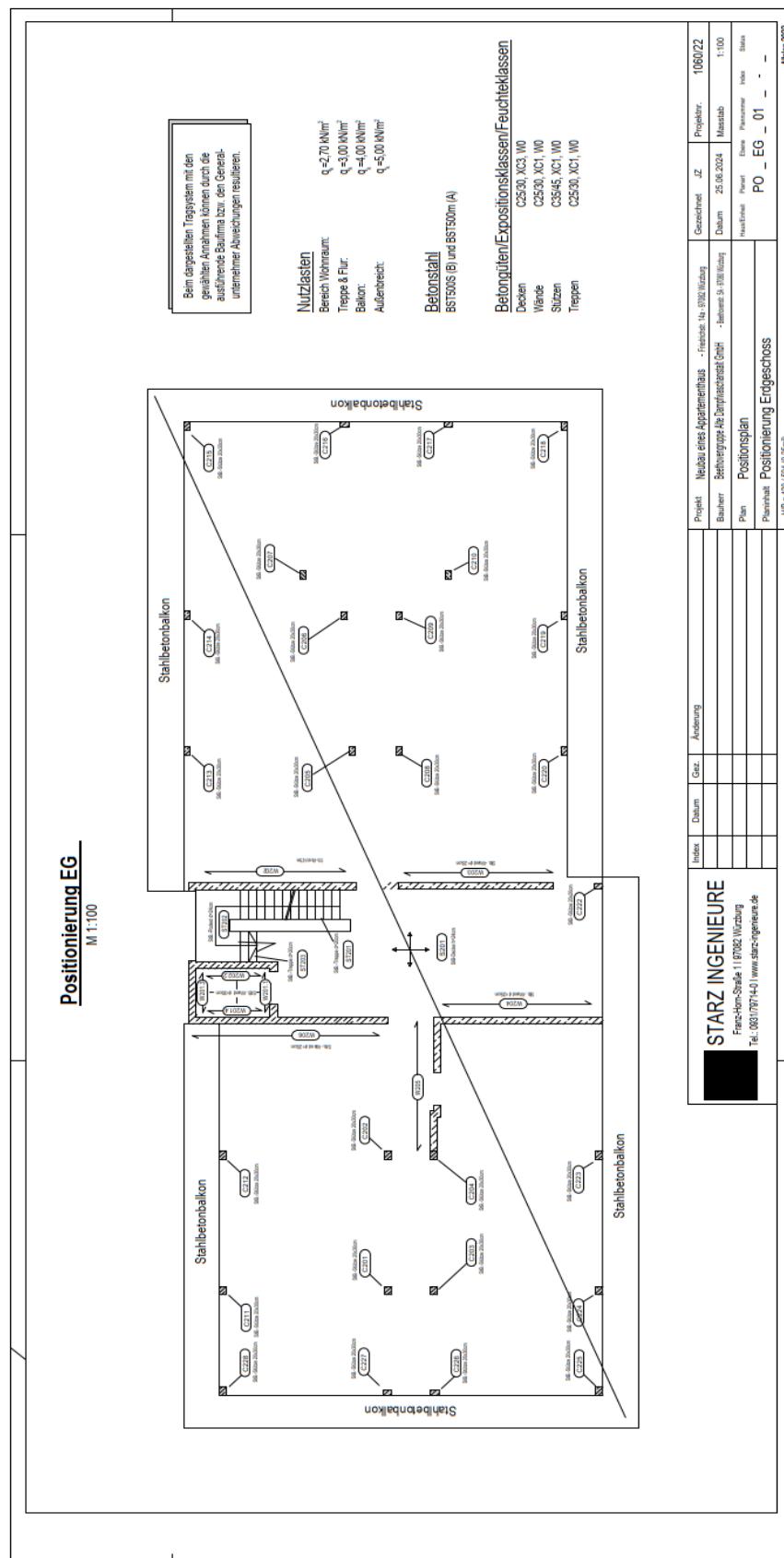
¹⁰⁴ vgl. Eigene Darstellung.

7 Literatur

- [1] *Albert, A. et al.*: Bautabellen für Ingenieure – Mit Berechnungshinweisen und Beispielen. Bundesanzeiger Verlag, Köln, 2016.
- [2] Andrej Albert; Joachim P. Heisel (*Hrsg.*): Schneider - Bautabellen für Ingenieure – Mit Berechnungshinweisen und Beispielen. Reguvis Fachmedien, COLOGNE, 2024.
- [3] *Barth, C.; Rustler, W.*: Finite Elemente in der Baustatik-Praxis – Finite Elemente in der Baustatik-Praxis. Beuth, Berlin [u.a.], 2013.
- [4] *Bergmeister, K.; Wörner, J.-D. (Hrsg.)*: Hochhäuser aus Stahlbeton, Beton-Kalender Heft 1, Ernst & Sohn, 2003.
- [5] DAfStb: DAfStb-Heft 600(2012) _ Erläuterungen zu DIN EN 1992-1-1 und DIN EN 1992-1-1/NA.
- [6] DIN EN 1992-1-1 Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, Deutsches Institut für Normung. 01-2011.
- [7] DIN EN 1993-1-1: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau, Deutsches Institut für Normung. 2012.
- [8] DIN EN 1990: 2021-10 Grundlagen der Tragwerksplanung – Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung; Deutsche Fassung EN 1990:2002 + A1:2005/AC:2010, Deutsches Institut für Normung. Oktober 2021.
- [9] *Eibl, J. (Hrsg.)*: Modellierung mit der Methode der Finiten Elemente, Beton-Kalender Heft 2, Ernst & Sohn, 2001.
- [11] *Goris, A.*: Stahlbetonbau-Praxis nach Eurocode 2, Bauwerk BBB, Beuth, Berlin, 2013.
- [12] *Goris, A. (Hrsg.)*: Stahlbetonbau-Praxis nach Eurocode 2 – Band 2:Schnittgrößen, Gesamtstabilität, Bewehrung und Konstruktion, Brandbemessung nach DIN EN 1992-1-2, Beispiele, Bauwerk Heft 2, Beuth, Berlin, 2016.
- [13] H. Herrmann: Die Methode der Finiten Elemente für Ingenieure. Deutsch, Frankfurt am Main, 2012.
- [14] *Herrmann, H.*: Die Methode der Finiten Elemente für Ingenieure – Grundlagen, Theorie und praktische Anwendung mit dem FEM Baukasten. Deutsch, Frankfurt, M., 2012.
- [15] *Jahnke, G.*: Grundlagen der Tragwerksplanung – Von der Entwurfsidee über das Tragsystem zum Tragwerk. Springer Fachmedien Wiesbaden, erfolgreich studieren, Springer Vie weg, Wiesbaden, 2023.
- [16] *Leicher, G.W.*: Tragwerkslehre in Beispielen und Zeichnungen. Werner, Düsseldorf, 2014.

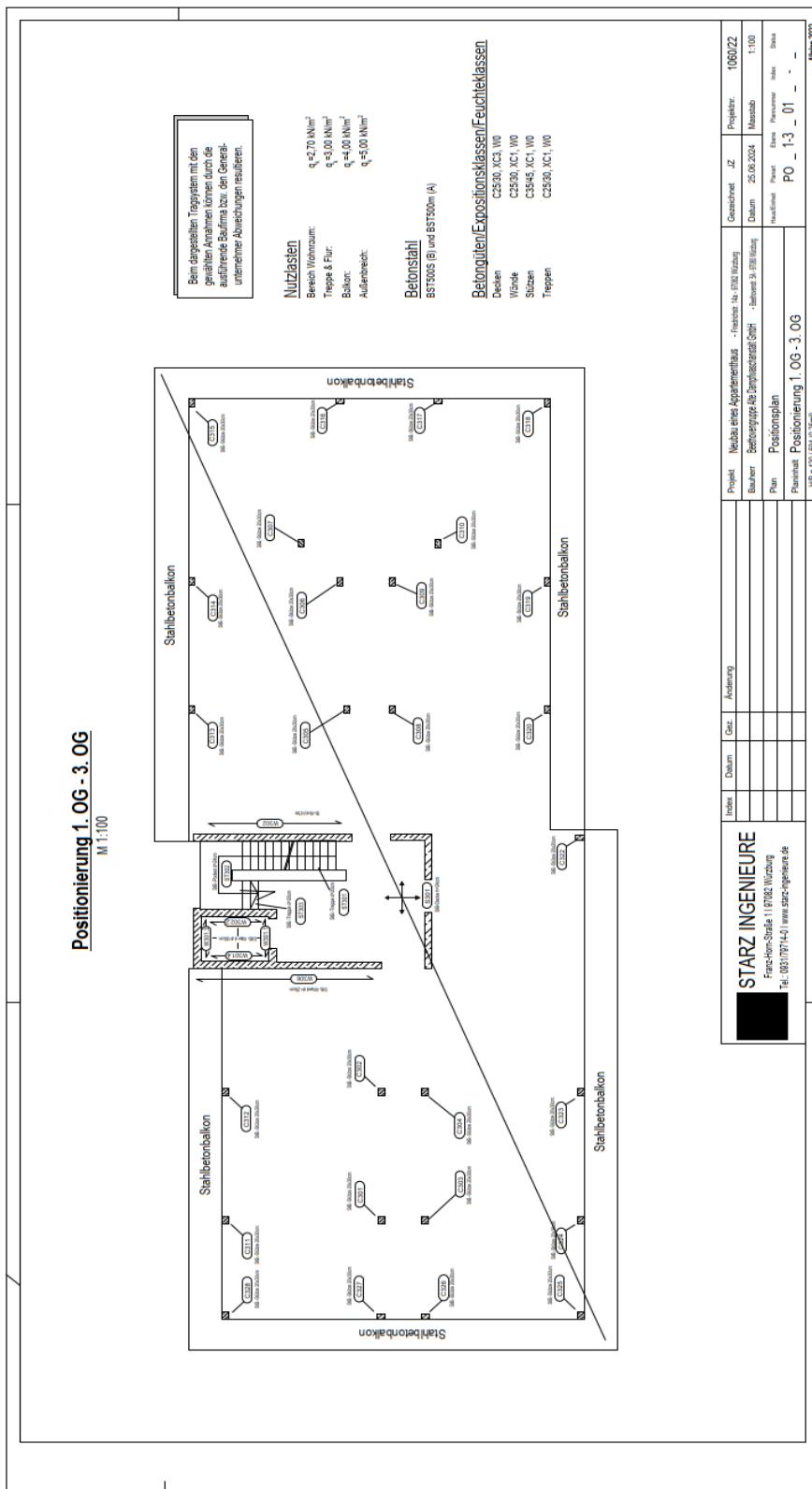
- [17] *Leonhardt, F.*: Vorlesungen über Massivbau – Teil 1 - Grundlagen zur Bemessung im Stahlbetonbau. Springer, Berlin, 1984.
- [18] *Link, M.*: Finite Elemente in der Statik und Dynamik. Springer Fachmedien Wiesbaden; Imprint: Springer Vieweg, Wiesbaden, 2014.
- [19] *Meiswinkel, R.*: Nichtlineare Nachweisverfahren von Stahlbeton-Flächentragwerken. In: Beton- und Stahlbetonbau 96 (2001), Heft 1, S. 27-34.
- [20] *Pech, A.*: Tragwerke. Birkhäuser, 2018.
- [21] Prof. Dr.-Ing. Udo Wittek: Der Prüfingenieur 8 (1996).
- [22] *Rombach, G.A.*: Anwendung der Finite-Elemente-Methode im Betonbau – Fehlerquellen und ihre Vermeidung. Ernst & Sohn, Berlin, 2007.
- [23] Sascha Heuß: Aussteifung unregelmäßiger Systeme. In: mb-news (2019), S. 30-37.
- [24] *Steinke, P.*: Finite-Element-Methode – Rechnergestützte Einführung. Springer Berlin Heidelberg, 2003.
- [25] *Werkle, H.*: Finite elemente in der baustatik – Statik und dynamik der stab- und flächentragwerke. MORGAN KAUFMANN [Place of publication not identified], 2007.

Anhang



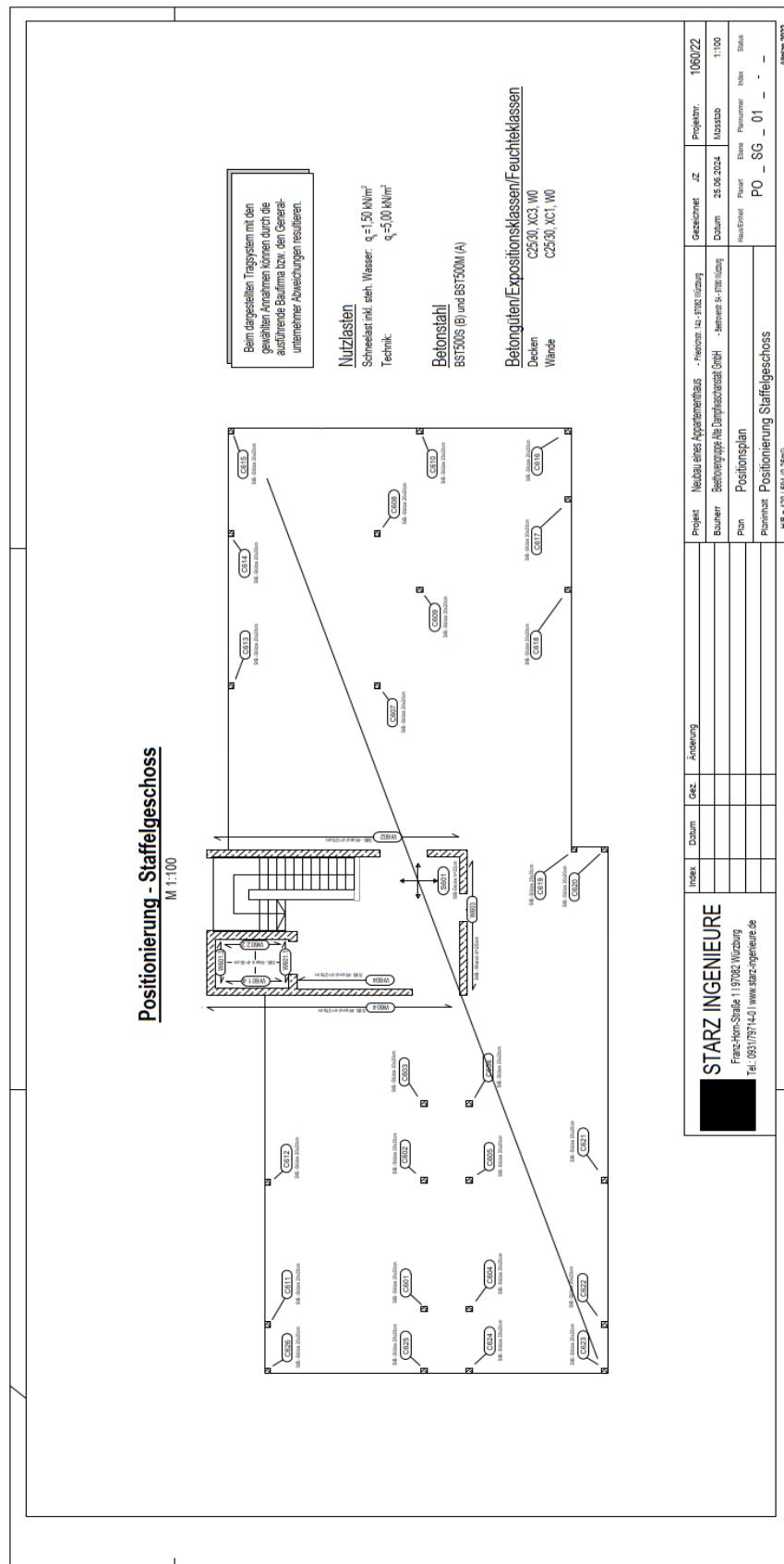
Anhangsabbildung 1: Positionierung EG¹⁰⁵

¹⁰⁵ vgl. Eigene Darstellung.



Anhangsabbildung 2: Positionierung 1.OG - 3.OG¹⁰⁶

¹⁰⁶ vgl. Eigene Darstellung.



Anhangsabbildung 3: Positionierung Staffelgeschoss¹⁰⁷

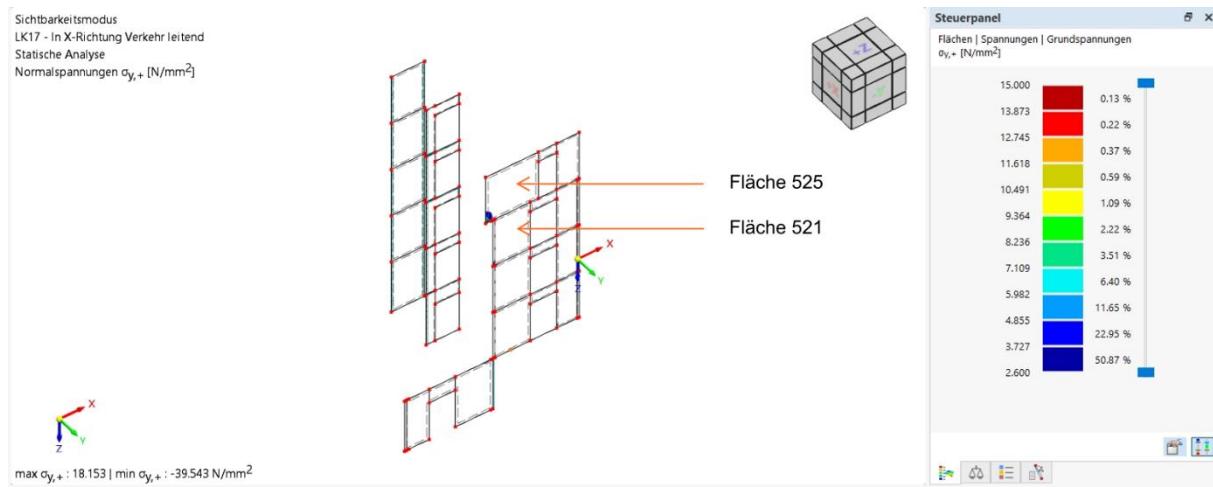
¹⁰⁷ vgl. Eigene Darstellung.

1 Zugspannungen

Weiter werden hier verbleibende Zugspannungen für die Lastfälle in X- und in Y-Richtung überprüft.

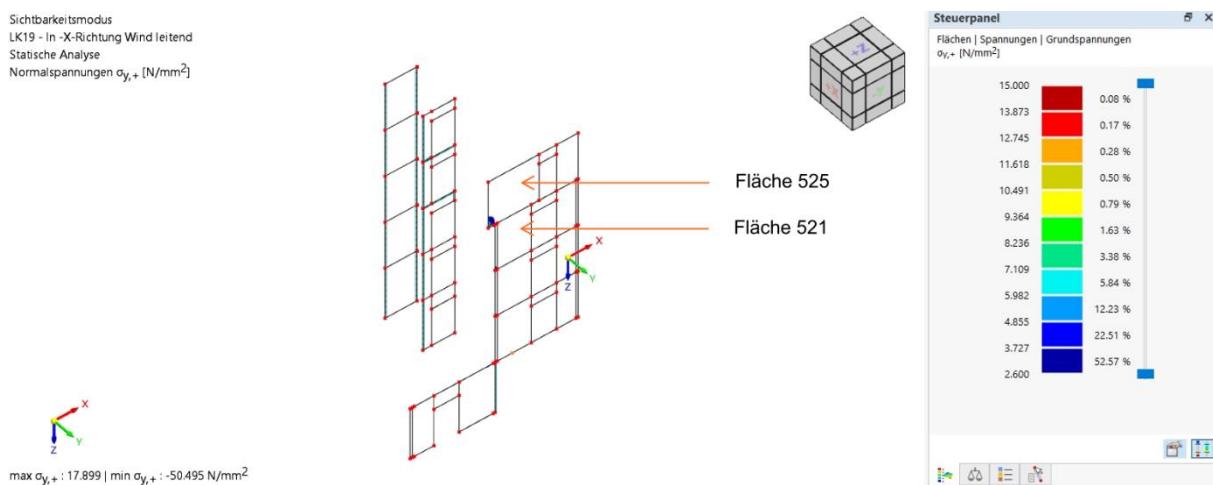
In X-Richtung

Aus dem obigen Lastfall in -X-Richtung mit Verkehr als leitende Einwirkung wurden die Steifigkeiten der Flächen 521 und 525 bereits vermindert. Nun werden die Lasten mit Verkehr als primärer Einwirkung in entgegengesetzter Richtung betrachtet.



Anhangsabbildung 4: Zugspannungen X-Richtung Verkehr leitend¹⁰⁸

Es wird durch die visuelle Betrachtung ersichtlich, dass keine weitere Steifigkeitsverminderung vonnöten ist.



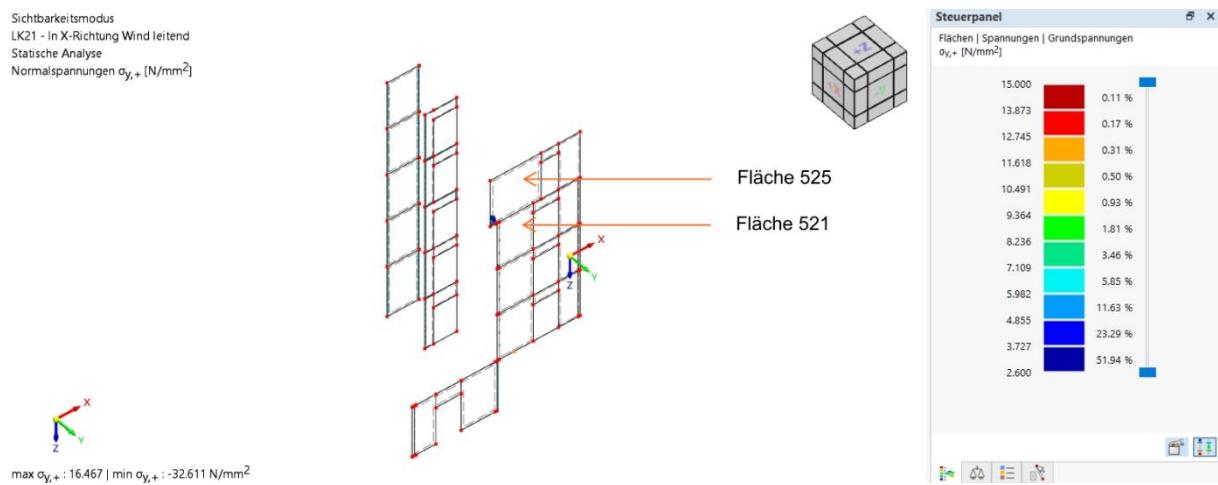
Anhangsabbildung 5: Zugspannungen -X-Richtung Verkehr leitend¹⁰⁹

¹⁰⁸ vgl. Eigene Darstellung.

¹⁰⁹ vgl. Eigene Darstellung.

Auch in Anhangs-Abbildung 2 treten in den steiferen Bauteilen keine Spannungen oberhalb der Zugfestigkeit f_{ctm} auf.

Ebenfalls bei der Betrachtung vom Lastfall in X-Richtung in dem Wind leitend ist, überschreiten die Zugspannungen nicht die Zugfestigkeit des gewählten Betons. Siehe hierzu Anhangs-Abbildung 6.

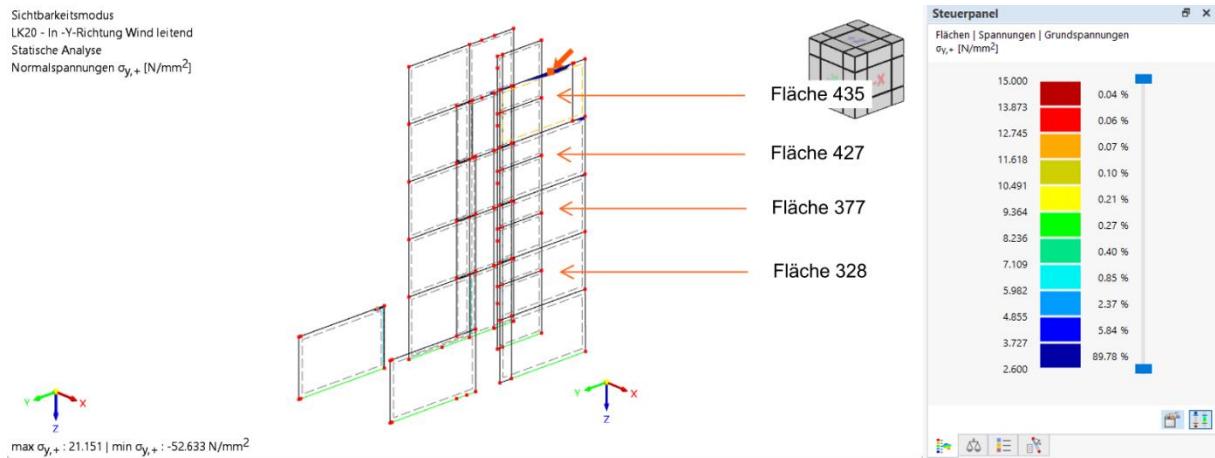


Anhangsabbildung 6: Zugspannungen X-Richtung Wind leitend¹¹⁰

¹¹⁰ vgl. Eigene Darstellung.

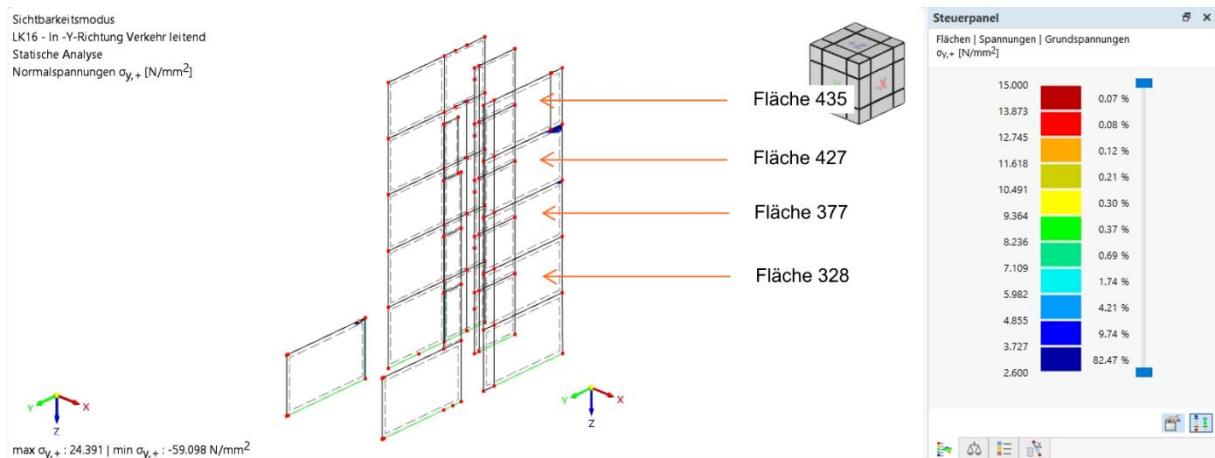
In Y-Richtung

Im Abschnitt 4.2 wurden die Steifigkeiten von den Flächen 328, 377 und 427 im Lastfall in Y-Richtung mit Wind als Leiteinwirkung herabgesetzt. Nun wird der Lastfall -Y-Richtung mit Leiteinwirkung Wind untersucht. Hier entstehen nun in der Fläche 435 Zugspannungen oberhalb der $2,6 \text{ N/mm}^2$. Daraus resultiert, dass auch hier die Steifigkeit herabgesetzt werden muss.



Anhangsabbildung 7: Zugspannungen -Y-Richtung Wind leitend¹¹¹

Des Weiteren ist zu beachten, dass dies nun einen iterativen Prozess mit sich bringt, in dem man nun wieder den Lastfall Y-Richtung untersuchen müsste, welche Auswirkungen die Herabsetzung der Steifigkeit der Fläche 435 mit sich bringt. Dies soll hier allerdings nur informativ aufgeführt werden und als Hinweis für die praktische Anwendung dienen.

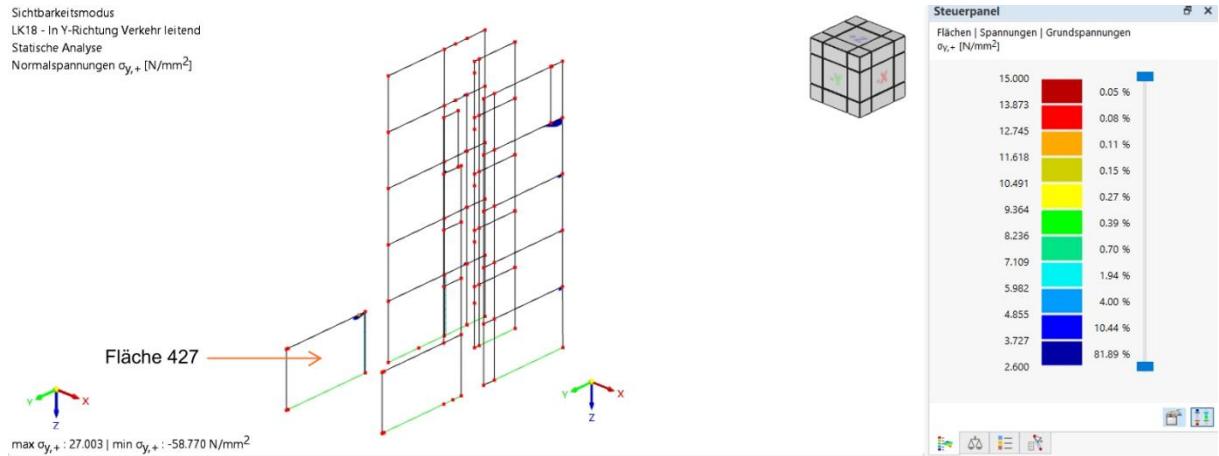


Anhangsabbildung 8: Zugspannungen -Y-Richtung Verkehr leitend, Fläche 435 abgemindert¹¹²

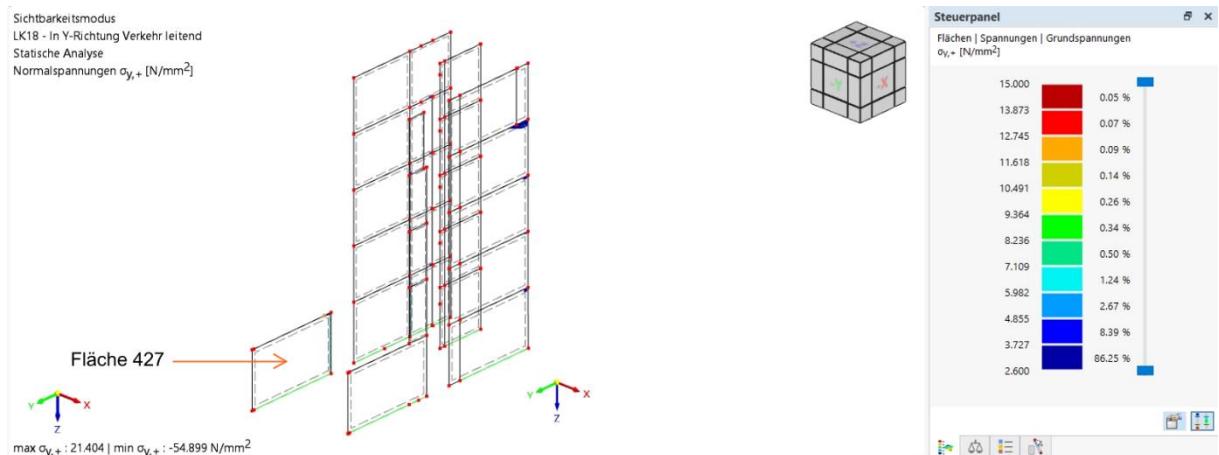
¹¹¹ vgl. Eigene Darstellung.

¹¹² vgl. Eigene Darstellung.

Im Lastfall Y-Richtung – Verkehr leitend, wachsen die Zugspannungen in der Fläche 437 an, was eine Untersuchung bedingt. So wird auch hier die Steifigkeit auf 40% herabgesetzt und eine erneute Berechnung durchgeführt.



Anhangsabbildung 9: Zugspannungen Y-Richtung Verkehr leitend¹¹³



Anhangsabbildung 10: Zugspannung Y-Richtung Verkehr leitend, Fläche 427 abgemindert¹¹⁴

¹¹³ vgl. Eigene Darstellung.

¹¹⁴ vgl. Eigene Darstellung.



**Nachweis
Zugspannungen
Kombinationen**

Überprüfung der ungerissenen Aussteifungsbauteile

Maßgebende Kombinationen nach DIN EN 1990

Ew Einwirkungsname
Lg Lastgruppenname
Lf Lastfallname
Lkn Lastkombinationsnummer

ständig/vorüberg.

Grundkombinationen

Lkn	Ew	Gk	Gk	Gk	Qk.N	Qk.N
	Lg
	Lf	H0.0 Gk	H90.0 Gk	LF-1	H0.0 Qk.N	H90.0 Qk.N
1		-1.35		1.35	-1.50	
2			-1.35	1.35		-1.50
3		-1.35		1.35	-1.50	
4		-1.35		1.35	-1.50	
5			-1.35	1.35		-1.50
6			-1.35	1.35		-1.50
7		1.35		1.35	1.50	
8		1.35		1.35	1.50	
9		1.35		1.35	1.50	
10			1.35	1.35		1.50
11		1.35		1.35	1.05	
12			1.35	1.35		1.05
13		-1.35		1.35	-1.05	
14			-1.35	1.35		-1.05
15			-1.00	1.00		-1.05

Lkn	Ew	Qk.N	Qk.W	Qk.W	Qk.W	Qk.W
	Lg
	Lf	LF-2	000-W	090-W	180-W	270-W
1		1.50	0.90			
2		1.50			0.90	
3		1.50			0.90	
4		1.50		0.90		
5		1.50		0.90		
6		1.50				0.90
7		1.50			0.90	
8		1.50				0.90
9		1.50	0.90			
10		1.50	0.90			
11		1.05			1.50	
12		1.05	1.50			
13		1.05			1.50	
14		1.05			1.50	
15					1.50	

Aussteifungswände

als Aussteifungsbauteil definierte Wände

¹¹⁵ vgl. Eigene Darstellung.



Wände, ungerissen

Annahme, dass Querschnitt im GZT ungerissen ist

Position	Lkn	$\sigma_{1,cd}$ [N/mm ²]	f _{ctm} [N/mm ²]	η [%]	Annahme
W201.1	11	0.710	2.600	27.3	OK
W201.2	13	2.562	2.600	98.5	OK
W201.3	13	2.208	2.600	84.9	OK
W201.4	14	0.366	2.600	14.1	OK
W202	1	0.685	2.600	26.4	OK
W202.1	12	0.219	2.600	8.4	OK
W203	2	1.355	2.600	52.1	OK
W203.1	14	0.683	2.600	26.3	OK
W204	2	2.296	2.600	88.3	OK
W205	7	2.172	2.600	83.5	OK
W206	3	1.430	2.600	55.0	OK
W301.1	7	1.939	2.600	74.6	OK
W301.2	13	0.973	2.600	37.4	OK
W301.3	3	0.999	2.600	38.4	OK
W301.4	7	0.876	2.600	33.7	OK
W302.1	7	1.142	2.600	43.9	OK
W302.2	12	0.390	2.600	15.0	OK
W302.3	4	1.419	2.600	54.6	OK
W303	8	3.245	2.600	124.8	n.OK
W304	5	0.782	2.600	30.1	OK
W401.1	7	2.384	2.600	91.7	OK
W401.2	14	0.681	2.600	26.2	OK
W401.3	2	1.256	2.600	48.3	OK
W401.4	7	1.132	2.600	43.5	OK
W402.1	1	2.134	2.600	82.1	OK
W402.2	15	0.353	2.600	13.6	OK
W402.3	14	1.208	2.600	46.5	OK
W403	1	2.607	2.600	100.3	n.OK
W404	6	0.825	2.600	31.7	OK
W501.1	7	2.590	2.600	99.6	OK
W501.2	14	0.513	2.600	19.7	OK
W501.3	7	1.480	2.600	56.9	OK
W501.4	8	1.598	2.600	61.5	OK
W502.1	1	3.268	2.600	125.7	n.OK
W502.2	15	0.506	2.600	19.5	OK
W502.3	2	1.110	2.600	42.7	OK
W503	1	3.907	2.600	150.3	n.OK
W504	7	1.182	2.600	45.5	OK
W601.1	9	1.609	2.600	61.9	OK
W601.2	14	0.373	2.600	14.3	OK
W601.3	7	0.846	2.600	32.5	OK
W601.4	9	2.067	2.600	79.5	OK
W602.1	10	4.787	2.600	184.1	n.OK
W602.2	14	1.000	2.600	38.5	OK
W602.3	4	1.608	2.600	61.9	OK
W603	8	12.375	2.600	476.0	n.OK
W604	8	1.438	2.600	55.3	OK

n.OK: Annahme eines ungerissenen Querschnittszustands trifft nicht zu

Studienversion

Anhangsabbildung 12: Nachweis Zugspannungen mb workSuite, ohne abgeminderte Steifigkeit¹¹⁶

¹¹⁶ vgl. Eigene Darstellung.



**Nachweis
Zugspannungen
Kombinationen**

Überprüfung der ungerissenen Aussteifungsbauteile

Maßgebende Kombinationen nach DIN EN 1990

Ew Einwirkungsname
 Lg Lastgruppenname
 Lf Lastfallname
 Lkn Lastkombinationsnummer

ständig/vorüberg.

Grundkombinationen

Lkn	Ew	Gk	Gk	Gk	Qk.N	Qk.N
	Lg	Lf	H0.0 Gk	H90.0 Gk	LF-1	H0.0 Qk.N H90.0 Qk.N
1			.	-1.35	1.35	-1.50
2			-1.35	.	1.35	-1.50
3			-1.35	.	1.35	-1.50
4			.	-1.35	1.35	-1.50
5			-1.35	.	1.35	-1.50
6			1.35	.	1.35	1.50
7			1.35	.	1.35	1.50
8			1.35	.	1.35	1.50
9			.	1.35	1.35	1.50
10			-1.35	.	1.35	-1.05
11			.	-1.35	1.35	-1.05
12			-1.35	.	1.35	-1.05
13			.	-1.00	1.00	-1.05
14			.	-1.00	1.00	-1.05
15			.	1.35	1.35	1.05
Lkn	Ew		Qk.N	Qk.W	Qk.W	Qk.W
	Lg	Lf	LF-2	000-W	090-W	180-W 270-W
1			1.50	.	.	0.90
2			1.50	.	.	0.90
3			1.50	0.90	.	.
4			1.50	.	.	0.90
5			1.50	.	0.90	.
6			1.50	.	.	0.90
7			1.50	.	.	0.90
8			1.50	0.90	.	.
9			1.50	0.90	.	.
10			1.05	.	.	1.50
11			1.05	.	.	1.50
12			1.05	1.50	.	.
13			1.05	.	.	1.50
14			.	1.05	.	1.50
15			1.05	1.50	.	.

Aussteifungswände

als Aussteifungsbauteil definierte Wände

¹¹⁷ vgl. Eigene Darstellung.



Wände, ungerissen

Annahme, dass Querschnitt im GZT ungerissen ist

Position	Lkn	$\sigma_{1,cd}$ [N/mm ²]	f _{ctm} [N/mm ²]	η [%]	Annahme
W201.1	10	0.741	2.600	28.5	OK
W201.4	13	0.640	2.600	24.6	OK
W202	13	0.975	2.600	37.5	OK
W202.1	15	0.223	2.600	8.6	OK
W203	1	1.381	2.600	53.1	OK
W203.1	11	0.729	2.600	28.0	OK
W204	1	2.398	2.600	92.2	OK
W205	6	2.363	2.600	90.9	OK
W206	2	1.633	2.600	62.8	OK
W301.1	6	1.958	2.600	75.3	OK
W301.2	2	0.976	2.600	37.5	OK
W301.3	10	0.982	2.600	37.8	OK
W301.4	6	0.865	2.600	33.3	OK
W302.1	1	1.145	2.600	44.1	OK
W302.2	15	0.326	2.600	12.5	OK
W302.3	1	1.525	2.600	58.7	OK
W304	11	0.871	2.600	33.5	OK
W401.1	6	2.336	2.600	89.9	OK
W401.2	11	0.605	2.600	23.3	OK
W401.3	6	1.224	2.600	47.1	OK
W401.4	6	1.102	2.600	42.4	OK
W402.1	3	2.381	2.600	91.6	OK
W402.2	14	0.366	2.600	14.1	OK
W402.3	11	1.736	2.600	66.8	OK
W404	4	0.809	2.600	31.1	OK
W501.1	6	2.568	2.600	98.8	OK
W501.2	11	0.490	2.600	18.8	OK
W501.3	6	1.454	2.600	55.9	OK
W501.4	7	1.532	2.600	58.9	OK
W502.2	11	0.453	2.600	17.4	OK
W502.3	1	1.429	2.600	55.0	OK
W504	12	1.507	2.600	58.0	OK
W601.1	7	1.528	2.600	58.8	OK
W601.2	11	0.385	2.600	14.8	OK
W601.3	6	0.829	2.600	31.9	OK
W601.4	8	1.924	2.600	74.0	OK
W602.2	9	1.054	2.600	40.5	OK
W602.3	5	1.755	2.600	67.5	OK
W604	3	2.061	2.600	79.3	OK

Anhangsabbildung 14: Nachweis Zugspannungen mb workSuite, mit abgeminderter Steifigkeit¹¹⁸

¹¹⁸ vgl. Eigene Darstellung.

2 Labilität



Proj.Bez. **Friedrichstraße 14**
 Projekt **Bachelorarbeit**
 MicroFe 2024.014

Seite **1**
 FE-~~Friedrichstr.~~ **14**
 Datum **01.07.24**

Labilität

Überprüfung der Steifigkeit des Aussteifungssystems

Kombinationen

Maßgebende Kombinationen nach DIN EN 1990

Ew Einwirkungsname
 Lg Lastgruppenname
 Lf Lastfallname

	Ew	Gk	Gk	Gk	Qk.N	Qk.N	Qk.N
	Lg
	Lf	H0.0 Gk	H90.0 Gk	LF-1 H0.0 Qk.N	H90.0 Qk.	N	LF-2
1		1.00		1.00	1.00	.	1.00
2		.	1.00	1.00	.	1.00	1.00
3		-1.00		1.00	-1.00	.	1.00
4		.	-1.00	1.00	.	-1.00	1.00

Nachweis

Momentenzuwachs maximaler Momente nach Theorie II. Ordnung je Richtung der horizontalen Ersatzlasten

Richtung [°]	Position	Lkn	M_I	M_{II}	ΔM
			[kNm]	[kNm]	[%]
0.00	W203	1	387.33	392.24	1.3
90.00	W203.1	2	12.08	12.43	2.9
180.00	W403	3	321.44	327.84	2.0
270.00	W401.4	4	59.10	60.01	1.5

Der Momentenzuwachs der maximalen Momente nach Theorie II. Ordnung ist bei allen aussteifenden Bauteilen kleiner als 10%. Somit ist eine Berechnung nach Theorie I. Ordnung zulässig.

Nachweis je Bauteil

Momentenzuwachs maximaler Momente nach Theorie II. Ordnung je Position

Position	M_{min} [kNm]	Lkn	M_I	M_{II}	ΔM
			[kNm]	[kNm]	[%]
W201.1	0.0	3	373.60	376.90	0.9
W201.2	0.0	4	410.25	413.50	0.8
W201.3	0.0	3	-263.5	-267.0	1.3
W201.4	0.0	4	606.97	610.94	0.7
W202	0.0	4	-726.7	-719.6	-1.0
W202.1	0.0	4	7.11	7.01	-1.4
W203	0.0	1	387.33	392.24	1.3
W203.1	0.0	2	12.08	12.43	2.9
W204	0.0	4	1355.4	1361.4	0.4
W205	0.0	3	1311.1	1311.4	0.0
W206	0.0	3	-669.0	-671.9	0.4
W301.1	0.0	1	241.29	242.00	0.3
W301.2	0.0	4	317.63	318.27	0.2
W301.3	0.0	3	-143.3	-145.2	1.3
W301.4	0.0	4	281.79	283.94	0.8
W302.1	0.0	4	83.56	83.16	-0.5
W302.2	0.0	4	15.39	15.21	-1.2
W302.3	0.0	4	792.47	789.75	-0.3
W303	0.0	3	2573.0	2580.4	0.3

Studienversion

Anhangsabbildung 15: Nachweis Labilität mb workSuite¹¹⁹

¹¹⁹ vgl. Eigene Darstellung.



Position	M _{min} [kNm]	Lkn	M _I	M _{II} [kNm]	ΔM [%]
W304	0.0	3	-398.5	-398.7	0.0
W401.1	0.0	3	130.66	131.12	0.4
W401.2	0.0	4	79.76	78.74	-1.3
W401.3	0.0	3	-138.0	-139.1	0.8
W401.4	0.0	4	59.10	60.01	1.5
W402.1	0.0	2	-68.22	-68.28	0.1
W402.2	0.0	4	8.93	8.99	0.7
W402.3	0.0	4	549.24	551.97	0.5
W403	0.0	3	321.44	327.84	2.0
W404	0.0	2	-83.51	-85.27	2.1
W501.1	0.0	2	107.88	108.16	0.3
W501.2	0.0	1	35.61	34.92	-1.9
W501.3	0.0	3	-101.1	-101.6	0.5
W501.4	0.0	1	-9.60	-9.37	-2.4
W502.1	0.0	2	-60.82	-61.04	0.4
W502.2	0.0	2	-4.31	-4.37	1.4
W502.3	0.0	1	314.48	316.81	0.7
W503	0.0	1	-110.0	-107.1	-2.6
W504	0.0	4	111.89	111.82	-0.1
W601.1	0.0	2	68.59	68.74	0.2
W601.2	0.0	1	20.35	19.63	-3.5
W601.3	0.0	4	-76.62	-76.71	0.1
W601.4	0.0	1	-21.36	-21.26	-0.5
W602.1	0.0	2	-76.45	-76.61	0.2
W602.2	0.0	4	5.32	5.37	0.9
W602.3	0.0	2	250.10	251.57	0.6
W603	0.0	4	-683.3	-683.8	0.1
W604	0.0	1	96.55	96.78	0.2

M_{min}: Es werden nur Momente |M|>M_{min} berücksichtigt.

¹²⁰ vgl. Eigene Darstellung.

3 Lastmodell Gebäudehülle



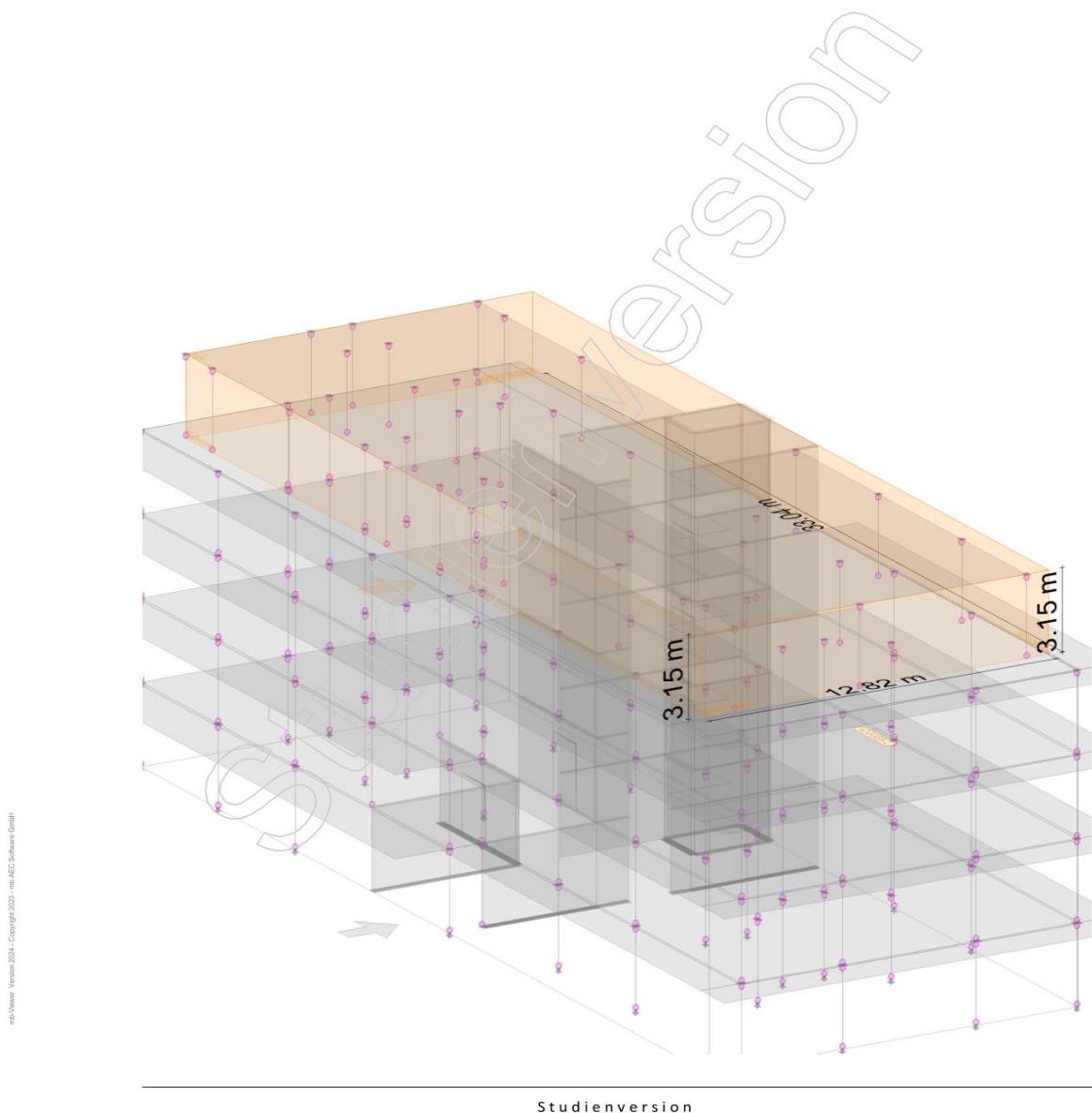
Proj.Bez. **Friedrichstraße 14**
Projekt **Bachelorarbeit**
MicroFe 2024.014

Seite 1
FE-Mödlichstr. 14
Datum 01.07.24

Gebäudehülle-Pos

Lastmodell Gebäudehülle Lastmodell Gebäudehülle 4OGGEB-2

System Grundwerte zum Lastmodell Gebäudehülle



Anhangsabbildung 17: Lastmodell Gebäudehülle Staffelgeschoss¹²¹

¹²¹ vgl. Eigene Darstellung.



Abmessungen	Ursprung (Giebel vorne)	x = 34.53	m	
	y = 0.80	m		
	z = 12.60	m		
	Winkel = 90.00	°		
	Giebelbreite	= 12.82	m	
	Trauflänge	= 33.04	m	
	Firsthöhe	= 3.15	m	
Geograf. Angaben	Geländehöhe über N.N. Schneelastzone	Siz = 177	m	
		Siz = 1		
Geometrie	Flachdach			
Öffnungen	geschlossene Wände			
Eigenlasten	Eigengewicht für Dach- und Fassadenauflauf			
	Dach	= 1.00	kN/m ²	
	Fassade	= 1.00	kN/m ²	
Windlasten	Windlastermittlung nach DIN EN 1991-1-4			
	Geschwindigkeitsdruck Anströmrichtung 0°	q _p = 0.65	kN/m ²	
		Traufe links		
Schneelasten	Schneelastermittlung nach DIN EN 1991-1-3			
	char. Schneelast	s _k = 0.65	kN/m ²	
	Formbeiwert der Schneelast	μ = 0.80		
Gebäudehülle	Außenflächen der Gebäudehülle			
Traufe links	Belastungen auf die linke Traufseite			
	Die folgenden Lasten werden generiert: - Windlasten			
	Die Lasten der Fläche werden linienförmig verteilt. Hierbei werden über Einflussbreiten die Flächenlasten den Lastverteilungslinien zugeordnet. Lasten außerhalb der Einflussbreiten bleiben unberücksichtigt.			
Koordinaten				
Position	Fläche [m ²]	x [m]	y [m]	z [m]
Traufe links	104.09	1.48	0.80	12.60
		34.53	0.80	12.60
		34.53	0.80	15.75
		1.48	0.80	15.75

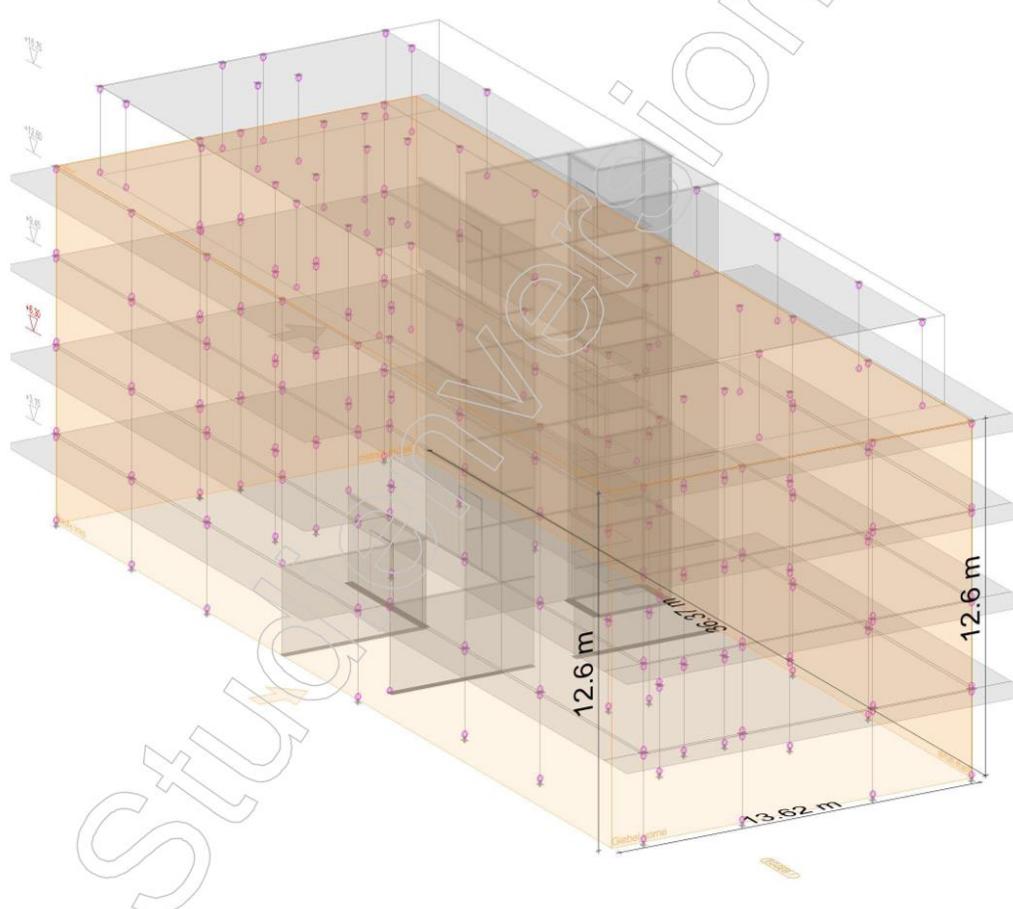
¹²² vgl. Eigene Darstellung.

Lastmodell Gebäudehülle

System

Lastmodell Gebäudehülle EGGBE-1

Grundwerte zum Lastmodell Gebäudehülle



InfoViewer Version 2024 - Copyright 2023 - mb-AEC Software GmbH

Studienversion

Anhangsabbildung 19: Lastmodell Regelgeschosse¹²³

¹²³ vgl. Eigene Darstellung.



Abmessungen	Ursprung (Giebel vorne)	x = 36.37	m
		y = 0.00	m
		z = 0.00	m
		Winkel = 90.00	°
	Giebelbreite	= 13.62	m
	Trauflänge	= 36.37	m
	Firsthöhe	= 12.60	m
Geograf. Angaben	Geländehöhe über N.N.	= 0	m
	Windzone	Wz = 1	
	Standort	Binnenland	
	Schneelastzone	Slz = 1	
Geometrie	Flachdach		
Öffnungen	geschlossene Wände		
Eigenlasten	Eigengewicht für Dach- und Fassadenaufbau		
	Dach	= 1.00	kN/m ²
	Fassade	= 1.00	kN/m ²
Windlasten	Windlastermittlung nach DIN EN 1991-1-4 Ermittlung mit vereinf. Annahmen nach NA.B.3.2		
	Geschwindigkeitsdruck Anströmrichtung 0°	q _p = 0.65	kN/m ²
		Traufe links	
Schneelasten	Schneelastermittlung nach DIN EN 1991-1-3		
	char. Schneelast	s _k = 0.65	kN/m ²
	Formbeiwert der Schneelast	μ = 0.80	
Gebäudehülle	Außenflächen der Gebäudehülle		
Traufe links	Belastungen auf die linke Traufseite		
	Die folgenden Lasten werden generiert: - Windlasten		

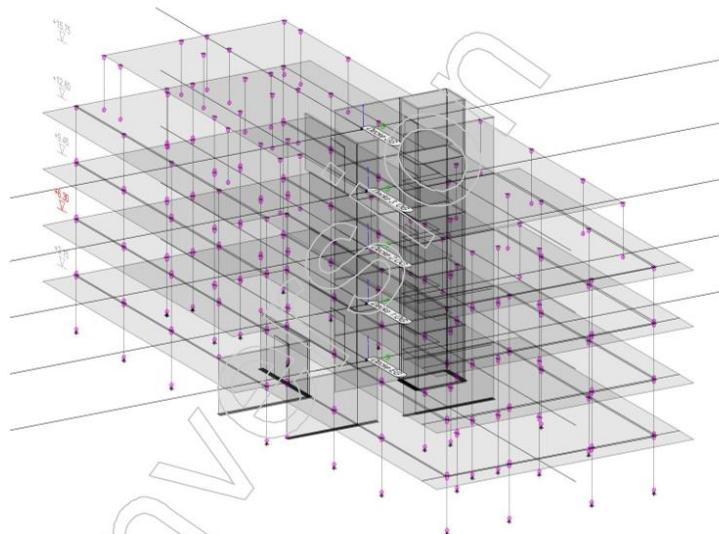
¹²⁴ vgl. Eigene Darstellung.

**Horizontale Ersatzlast-
lastDef Aussteifung**

Positionsgrafik

Lasten für Aussteifungsberechnung

Übersicht der horizontalen Ersatzlasten



Horizontale Ersatzlasten	Position	EW	Lastfall	Richtung [°]	F [kN]
Decke SG	Gk	H0.0 Gk	0.00	17.52	
	Gk	H90.0 Gk	90.00	17.52	
	Qk.N	H0.0 Qk.N	0.00	3.67	
	Qk.N	H90.0 Qk.N	90.00	3.67	
Decke 3. OG	Gk	H0.0 Gk	0.00	26.69	
	Gk	H90.0 Gk	90.00	26.69	
	Qk.N	H0.0 Qk.N	0.00	7.32	
	Qk.N	H90.0 Qk.N	90.00	7.32	
Decke 2.OG	Gk	H0.0 Gk	0.00	26.52	
	Gk	H90.0 Gk	90.00	26.52	
	Qk.N	H0.0 Qk.N	0.00	7.32	
	Qk.N	H90.0 Qk.N	90.00	7.32	
Decke 1.OG	Gk	H0.0 Gk	0.00	27.70	
	Gk	H90.0 Gk	90.00	27.70	
	Qk.N	H0.0 Qk.N	0.00	7.45	
	Qk.N	H90.0 Qk.N	90.00	7.45	
Decke EG	Gk	H0.0 Gk	0.00	27.92	
	Gk	H90.0 Gk	90.00	27.92	
	Qk.N	H0.0 Qk.N	0.00	7.33	
	Qk.N	H90.0 Qk.N	90.00	7.33	

¹²⁵ vgl. Eigene Darstellung.



Schiefstellung	gemäß DIN EN 1992-1-1, Abs. 5.2						
	Position	1/Θ_0	I	m	1/Θ_i	EW	ΣF_z
				[m]			[kN]
Decke SG	200.0	-	-	200.0	Gk	3503.70	
					Qk.N	733.57	
Decke 3. OG	200.0	-	-	200.0	Gk	5337.69	
					Qk.N	1463.39	
Decke 2.OG	200.0	-	-	200.0	Gk	5304.88	
					Qk.N	1463.38	
Decke 1.OG	200.0	-	-	200.0	Gk	5539.17	
					Qk.N	1490.73	
Decke EG	200.0	-	-	200.0	Gk	5583.94	
					Qk.N	1465.55	

Auswertungsbereich	für vertikale Lastsumme		
Positionsgruppe	Bereichsdefinition über Bauteil-Positionen der gewählten Gruppe		
	Position	Gruppe	
	Decke 1.OG	1.OG	
	Decke 2.OG	2.OG	
	Decke 3. OG	3.OG	
	Decke EG	EG	
	Decke SG	SG	

Koordinaten	Position	x	y	z
		[m]	[m]	[m]
	Decke SG	18.01	6.80	15.75
	Decke 3. OG	18.93	6.55	12.60
	Decke 2.OG	18.93	6.55	9.45
	Decke 1.OG	18.93	6.55	6.30
	Decke EG	18.93	6.55	3.15

¹²⁶ vgl. Eigene Darstellung.

Eidesstattliche Erklärung

Hiermit erkläre ich, Jannik Zobel, dass die vorliegende Arbeit von mir, ohne Hilfe dritter verfasst wurde. Es wurden ausschließlich die angegebenen Quellen, sowie Hilfsmittel verwendet und als solche kenntlich gemacht. Sie liegt derzeit keiner anderen Prüfungsbehörde vor.

Alle Zeichnungen oder Abbildungen wurden von mir selbst erstellt oder mit einem entsprechendem Abbildungsnachweis gekennzeichnet.

Die elektronische Fassung entspricht der eingereichten schriftlichen Fassung exakt.

Würzburg, 19.07.2024

Ort, Datum



Unterschrift