

Prof. Dr.-Ing. Christian Lang
Baustatik und
Tragwerksplanung

Fakultät Architektur und Bauingenieurwesen

Studiengang: Bauingenieurwesen Bachelor

Bachelorarbeit

Thema:

Statik und Konstruktion des TK Elevator Testturms in Rottweil

Sahand Noroozi

Mecklenburgring 45

66121 Saarbrücken

snoroozi@htw-saarland.de

Matrikel-Nr.: 3863999

Betreuender Dozent: Prof. Dr.-Ing. Christian Lang

Abgabedatum: 31.03.2025

Aufgabenstellung

architektur und bauingenieurwesen htw saar Prof. Dr.-Ing. Christian Lang	<small>Hochschule für Technik und Wirtschaft des Saarlandes University of Applied Sciences</small>	BACHELOR ARBEIT BIBA 799 Baustatik	Name:
			Vorname:
			Matr.-Nr:

Bachelor-Abschlussarbeit

Betreuer: Prof. Dr.-Ing. Christian Lang

Thema: Statik und Konstruktion des Testturms Rottweil

Für das realisierte Projekt Testturm Rottweil der Firma Thyssen Krupp soll eine unabhängige Vergleichsberechnung durchgeführt werden, die den wesentlichen Lastabtrag und Standsicherheitsnachweise enthält. Hierzu sind die folgenden Aufgabenpunkte zu bearbeiten:

- 1) Literaturrecherche, Literaturzusammenstellung (auch ggf. interne Dokumente)
- 2) Beschreibung allgemeiner Bauabläufe, Herstellung, Kosten, Termine etc. auf Basis der Recherche
- 3) Ermittlung der Windlasten und Beurteilung der Schwingungsanfälligkeit
- 4) Ermittlung der Erdbebenlasten und Gegenüberstellung
- 5) Berechnung des Testturms für die wesentlichen Lastfälle Eigengewicht, Nutzlast, Wind (Schnittgrößen und Bemessung). Dabei ist sowohl ein händischer Lastabtrag wie auch ein 3D-FE Modell zu erstellen. Die Bemessung soll nach Elastizitätstheorie (Berechnung über Schalenschnittgrößen) und nach Plastizitätstheorie (Aufteilung des globalen Moments auf den Kreisringquerschnitt) erfolgen.

Ausgabetermin:

Abgabetermin:

Abgabedokumente: Bericht (1-fach Papier, pdf)
Poster, alle Dokumente, Berechnungen elektronisch

I Inhaltsverzeichnis

1	Einführung und Ziel	6
1.1	Ziel	6
2	Entstehung des TK Elevator Testturms	7
2.1	Bedeutung und Vorhaben	7
2.2	Beteiligte.....	7
2.3	Standort.....	8
2.4	Preise und Auszeichnungen	8
2.5	Zeitlicher Verlauf.....	9
3	Bau und Konstruktion des Testturms.....	10
3.1	Architektur und Tragwerk.....	10
3.2	Bauablauf	15
3.3	Herausforderungen.....	16
3.4	Fassade.....	18
3.5	Schwingungsdämpfer	19
3.6	Einsatz von BIM.....	22
4	Baugrundverhältnisse.....	23
5	Windeinwirkungen	24
5.1	Untersuchung der Windeinwirkungen auf den Testturm.....	25
5.2	Windlasten zur Berechnung.....	31
5.3	Wirbelerregte Querschwingungen.....	34
5.4	Beurteilung der Schwingungsanfälligkeit.....	36
6	Ermittlung vertikaler Einwirkungen.....	39
6.1	Eigenlast.....	39
6.1.1	Turmschaft	39
6.1.2	Decken und Flure.....	39
6.1.3	Ausbaukosten	40
6.1.4	Fassade	40

6.1.5	Pendel.....	41
6.2	Nutzlast	41
6.3	Aufzuglasten.....	41
6.4	Schneelasten.....	42
7	Statisches System und Händische Berechnung	43
8	2D-Modell.....	47
8.1	Ergebnisse - Schnittgrößen und Verformungen	55
9	3D Finite-Elemente-Modell	64
9.1	Geometrie.....	65
9.2	Lasten und Ergebnisse:	67
10	Bemessung nach Elastizitätstheorie	76
10.1	Betrachtung einer Kreiszyinderschale	76
10.2	Ergebnisse der Bemessung	78
11	Bemessung nach Plastizitätstheorie	86
12	Eigenfrequenz	90
12.1	Händische Berechnung.....	90
12.2	2D-Modell	91
12.3	3D-Modell	92
12.4	Messung	93
13	Untersuchung von Erdbebeneinwirkungen	94
13.1	Ermittlung der Erdbebenlasten.....	96
13.2	Berechnung im 2D-Modell.....	105
13.3	Berechnung im 3D-Modell.....	107
13.4	Gegenüberstellung.....	109
14	Zusammenfassung und Fazit	110
15	Literaturverzeichnis	111
16	Abbildungsverzeichnis.....	113
17	Tabellenverzeichnis.....	114
	Eigenständigkeitserklärung	115



Abbildung 1: TK Elevator Testturm, Rottweil (Öffner 2024)

1 Einführung und Ziel

In der ältesten Stadt Baden-Württembergs, in Rottweil, ist seit einiger Zeit ein eindrucksvoller Kontrast zu erkennen. Zwischen den alten Fachwerkhäusern ragt, in nicht allzu großer Entfernung, ein Turm in die Höhe, das sich sehr deutlich mit seinem hochmodernen Aussehen vom Rest der Stadt abhebt.

Die Thyssenkrupp AG hat im Jahr 2013 den Entschluss gefasst für ihre Aufzugssparte einen Turm zu errichten, in dem sie ihre Aufzüge testen können. In Kooperation mit der öffentlichen Hand, den zuständigen Fachplanern und den ausführenden Bauunternehmen haben sie es gemeinsam geschafft einen solchen Turm zu bauen und damit einzigartige Ideen umzusetzen.

Ein funktionales Bauwerk, dass den Interessen des Bauherrn, dessen Unternehmertum und der Forschung seiner Vorhaben in vollem Maße dient. Ein Bauwerk, dass sich architektonisch seiner Impression und Bedeutung bewusst ist. Eine Konstruktion, die ingenieurtechnisch neue Maßstäbe setzt. Ein Turm, dass aufgrund dieser genannten Aspekte das Interesse der Öffentlichkeit an sich zieht und diese einlädt. Der TK Elevator Testturm in Rottweil schafft es diese Punkte eindrucksvoll miteinander zu verbinden.

Seit seiner Fertigstellung besitzt dieser die höchste Aussichtsplattform Deutschlands und löste somit den Rekordhalter in Frankfurt am Main, den Europaturm, ab.

1.1 Ziel

Die folgende Arbeit befasst sich mit der Konstruktion und dem wesentlichen Lastabtrag des TK Elevator Testturms in Rottweil.

Ziel dieser Arbeit ist es, eine übersichtliche Zusammenfassung des Verlaufs und von technischen Informationen über den Bau darzustellen. Des Weiteren soll der wesentliche Lastabtrag des Turms behandelt werden, was sich hauptsächlich auf die primäre Tragstruktur, dem Stahlbetonrohr, fokussiert. Dabei werden die auf den Turm einwirkenden Lasten dargestellt und Wind- und Erdbebeneinwirkungen genauer untersucht. Die Berechnungen sollen kombiniert händisch und mit Rechenprogrammen erfolgen. Dazu soll ein zweidimensionales Stabmodell und ein dreidimensionales Finite-Elemente-Modell erstellt werden.

Dieser Arbeit liegen zudem interne Dokumente aus der Planungszeit des TK Elevator Testturms vor, die zur weiteren Nutzung und Darstellung von Informationen dienen sollen.

2 Entstehung des TK Elevator Testturms

2.1 Bedeutung und Vorhaben

Gebäude mittlerer und großer Höhen sind aufgrund der begrenzten Fläche, die in den urbanen Gebieten zur Verfügung steht, die effizienteste Lösung zur Schaffung von Wohn- und Arbeitsräumen. Aus diesem Grund werden weltweit die Gebäude immer höher, wodurch der enorme Bedarf von Mobilitätslösungen wie Aufzügen immer weiter anwächst (vgl. Kümmel 2015).

Die Thyssenkrupp Elevator AG beschloss im Jahr 2013 einen Turm bauen zu wollen, in dem sie ihre neuesten Aufzugssysteme testen, entwickeln und zertifizieren lassen können. Seit der Fertigstellung des Testturms in Rottweil spielt dieser eine Schlüsselfunktion bei der Umsetzung globaler Innovationsstrategien und bildet somit, gemeinsam mit anderen Forschungsstandorten, das Innovationszentrum für deutsche Aufzugstechnologien (vgl. Kümmel 2015).

Das MULTI System der TK Elevator AG (TKE AG, früher: Thyssenkrupp Elevator AG) wurde im Jahr 2014 vorgestellt und ist eines der neuen Zukunftstechnologien, die mittlerweile im Testturm Rottweil getestet werden. Die Besonderheit dieses Aufzugssystems zeichnet sich darin aus, dass es ohne Seile betrieben werden kann, wodurch sowohl vertikale als auch horizontale Bewegungen der Kabine möglich werden. Angetrieben wird das System mittels Magnetschwebetechnologie und es besitzt über ein mehrstufiges Bremssystem sowie induktive Energieübertragung. Diese Technik ermöglicht es mehrere Aufzugskabinen in einem Schacht betreiben zu können. Dadurch erhöht sich die Beförderungskapazität pro Schacht, wobei der Platzbedarf eines Aufzugs im Schacht reduziert wird (vgl. Kümmel 2015).

Der Turm gehört mit 246 m zu den höchsten Gebäuden Deutschlands und ist in vielerlei Hinsicht einmalig. Er besitzt die höchste, öffentlich zugängliche Besucherplattform Deutschlands und ist das weltweit höchste textilverkleidete Gebäude (Werner Sobek AG 2025). Des Weiteren ist der TK Elevator Testturm das erste und bisher einzige Hochhausbauwerk, das aktiv in Schwingung versetzt werden kann (Bischoff et al. 2020, 133). Die Baukosten beliefen sich auf etwa 40 Millionen Euro (vgl. Ermert 2017, 7).

2.2 Beteiligte

Nach einem mehrstufigen Bieterverfahren ging als Generalunternehmer die *Ed Züblin AG* und als Architekten die *Werner Sobek AG* aus Stuttgart und *Jahn Architects Inc.* aus Chicago als Sieger hervor. Der zu entwickelnde Entwurf innerhalb des Bieterverfahrens stammt von der *Werner Sobek AG*, der Innenraum und die Eingangsbereiche am Turmfuß gestaltete *Jahn Architects* (DBZ Deutsche BauZeitschrift 2018). Die Tragwerks- und Fassadenplanung von

der *Werner Sobek AG* durchgeführt, die Planung der Haustechnik von *TechDesign* aus Frankfurt am Main. Für die bautechnische Prüfung der Standsicherheit war *Dr.-Ing. Frank Breinlinger* aus Tuttlingen zuständig. Die Schalungstechnik wurde von der Firma *Bitschnau Gleit & Schalungstechnik GmbH* umgesetzt (Hinz und Sobek Werner 2017).

2.3 Standort

Aufgrund der Nähe zum Stuttgarter Flughafen war es nicht möglich den Testturm auf dem TK Elevator Gelände in Neuhausen bei Stuttgart zu errichten. Als Alternative bot sich der Standort Rottweil an. Die Stadt Rottweil erhoffte sich, mit der Realisierung dieses Turms, mehr Touristen anzuziehen. Hinsichtlich des historischen Stadtbildes war der Bau am Standort Rottweil nicht unumstritten. Der Turm befindet sich auf dem Berner Feld, etwa 1,5 km nordwestlich des Altstadtkerns und ist in der Stadtkulisse von verschiedenen Standorten aus sichtbar (BauNetz - Heinze GmbH 2025).

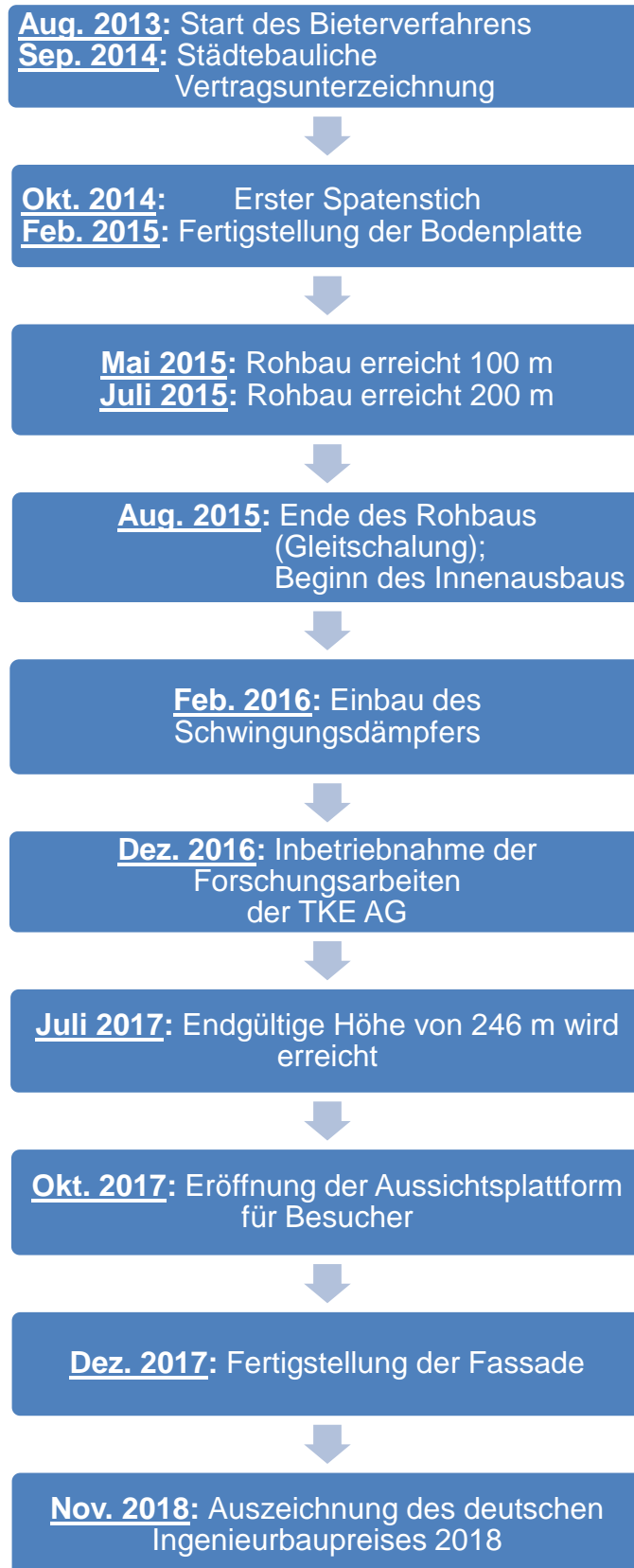
2.4 Preise und Auszeichnungen

Der TK Elevator Testturm wurde mit sämtlichen Preisen und Auszeichnungen in verschiedenen Fachdisziplinen geehrt. Diese sind im Folgenden aufgeführt:

- BIM Award 2016
- Balthasar-Neumann-Preis 2018
- Industriebaupreis 2018
- Deutscher Ingenieurbaupreis 2018
- The Plan Award 2019 (Kategorie: Special Projects)
- AIA Chicago – Distinguished Building Award 2021
- AIA Chicago – Divine Detail Award 2021

(vgl. Werner Sobek AG 2025)

2.5 Zeitlicher Verlauf



(vgl. TK Elevator Innovation and Operations GmbH 2025)

3 Bau und Konstruktion des Testturms

3.1 Architektur und Tragwerk

Das Haupttragelement des Turms bildet ein Stahlbetonrohr, das ab der Geländeoberkante 232 m hoch und weitere 30 m im Boden eingespannt ist. Der Kreisring hat über die gesamte Länge einen Außendurchmesser von 20,8 m. Bis zu einer Höhe von 115 m beträgt die Dicke des Kreisrings 40 cm. Die restlichen 117 m sind 25 cm dick und entsprechen somit auch der Wandstärke der Innenwände (vgl. Werner Sobek AG 2025). Der Turm besteht im Inneren hauptsächlich aus Schächten und einem Treppenhaus. Insgesamt befinden sich darin 12 Aufzugsschächte, darunter ein Feuerwehraufzugsschacht und ein Panoramaaufzug, welches den Zugang zur Besucherplattform gewährleistet (vgl. DBZ Deutsche BauZeitschrift 2018). Auf der Ebene der Aussichtsplattform befindet sich das sog. „Penthouse“, das aus einer leichten Stahlkonstruktion mit einer Trapezblecheindeckung besteht. Drumherum befindet sich die nicht überdachte Terrasse, die mit 4 m hohen Glasscheiben einen Panoramablick ermöglicht (Werner Sobek AG 2025). Einige der Aufzugsschächte, die sich auf einer Seite des Querschnitts befinden, reichen nur 115 m hoch. Den Abschluss dieser Schächte bilden weitgespannte Halbkreisdecken mit einer Dicke von 40 cm, wodurch Platz für Büro- und Technikräume entsteht. Ab einer Höhe von 123 m bis 200 m befindet sich in diesem Bereich des Querschnitts ein etwa 80 m hoher Hohlraum, der zum einen als Wärmespeicher dient und zum anderen Platz für das Pendelsystem bietet. An der Decke auf 200 m wurde das Pendel mit ca. 9 m langen Seilen abgehängt (vgl. BauNetz - Heinze GmbH 2025). Bis zur Ebene der Besucherplattform 232 m sind wieder Halbkreisdecken eingebaut. Im gesamten Turm sind alle 10 Meter Decken verbaut, die einen Zugang zu den einzelnen Schächten und in den Ebenen der Büros den Zugang ermöglichen. Ein Schnitt entlang der Längsachse soll dies veranschaulichen (siehe Abbildung 2). Der Turm lässt sich vereinfacht in zwei unterschiedliche Grundrisse unterteilen. Abbildung 3 und 4 soll dies verdeutlichen:

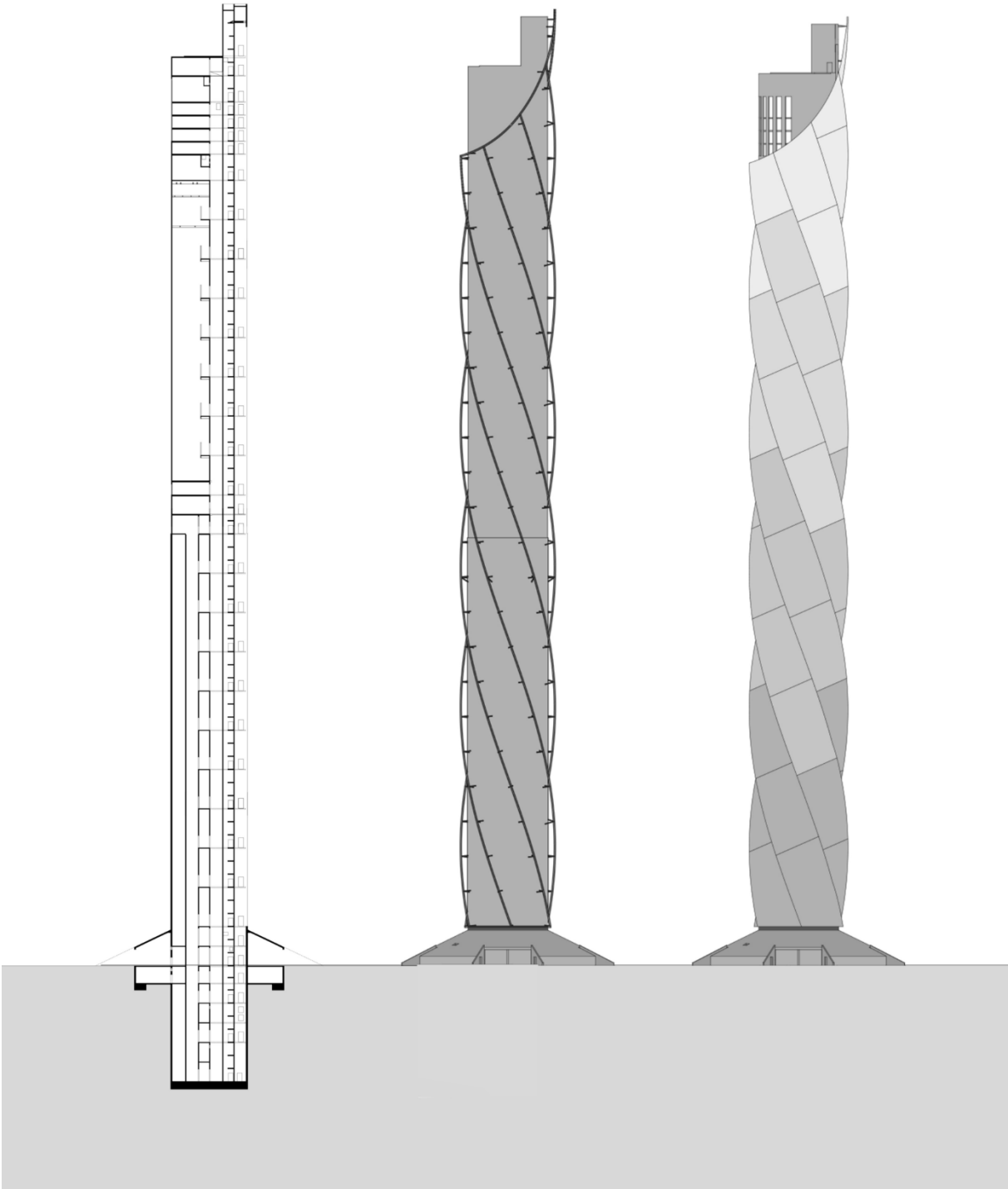


Abbildung 2: Längsschnitt und Ansichten des TK Elevator Testturms (Werner Sobek AG 2025)

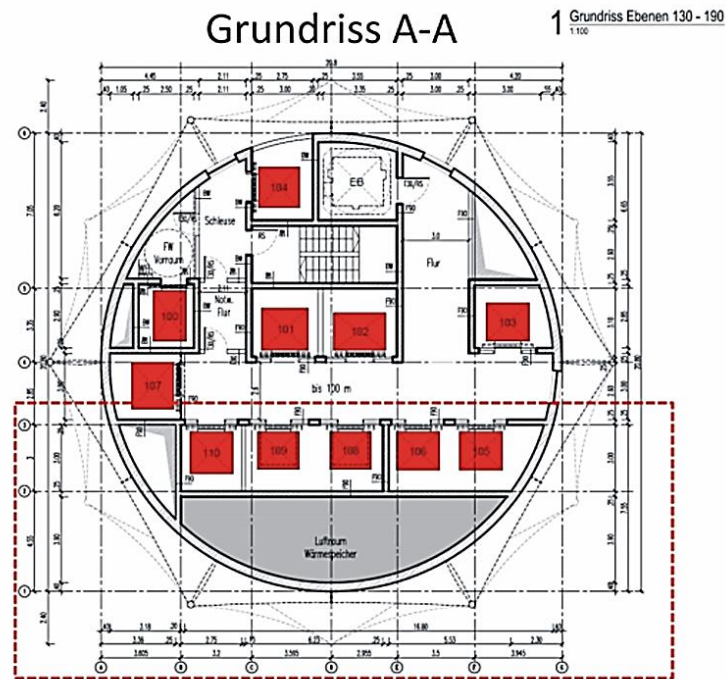


Abbildung 3: Grundriss bis 115 m Höhe (Wacker Ingenieure GmbH September 2014)

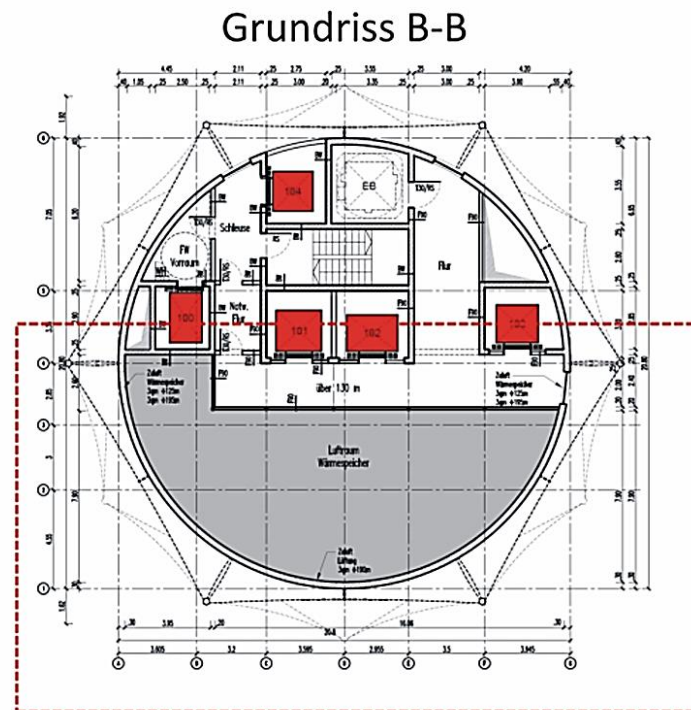


Abbildung 4: Grundriss von 115 – 232 m Höhe (Wacker Ingenieure GmbH September 2014)

Auf eine Pfahlgründung konnte aufgrund der hohen Tragfähigkeit des Baugrunds verzichtet werden. Als Fundament wurde eine etwa 2 m starke Bodenplatte betoniert (DBZ Deutsche BauZeitschrift 2018). Da in den Aufzugsschächten oftmals Bremsversuche durchgeführt werden, wurde ein Szenario betrachtet, in der die Technik ausfällt und der Aufzug ungebremst auf die Bodenplatte einschlägt. Dabei würden abgeschätzt ca. 40 Tonnen von mehr als 100 m Höhe runterfallen. Um bei einem solchen Szenario die Bodenplatte möglichst effektiv schonen zu können, wurden am Grunde eines jeden Schachtes mehrere Schichten von Stahlrohren verlegt, die sich bei einem Aufprall zusammenknautschen und so die Energie aufnehmen würden (vgl. Jilg und Rohde 2022).

Zudem befindet sich im Sockelbereich ein zweigeschossiger Eingangsbereich, in dem sich Technik-, Lager- und Sozialräume, aber auch die Besucher- und Kundenlobby befinden (BauNetz - Heinze GmbH 2025). Das Sockelgebäude hat einen Außendurchmesser von 48 m und unterstützt zusätzlich die horizontale Aussteifung. Dadurch wird der Hebelarm des Systems größer und die Einspannung wird dadurch verstärkt. Ein Teil der Horizontallasten wird durch radial angeordnete Schottwände in ein vertikales Kräftepaar umgeleitet, das wiederum durch das Fundament in den Baugrund weitergeleitet wird (DBZ Deutsche BauZeitschrift 2018).

Abbildung 5 zeigt die verschiedenen Abschnitte des Turms, die sich hinsichtlich der Betonfestigkeit unterscheiden. Zu erkennen ist, dass die eingesetzte Festigkeit mit zunehmender Höhe abnimmt. Aufgrund der hohen Beanspruchung musste im unteren Bereich ein Beton mit relativ hoher Festigkeit eingebracht werden. Demnach besteht der Turm bis zu einer Höhe von 80 m aus C50/60. Im nächsten Abschnitt, bis zu einer Höhe von 120 m, wurde ein C40/50 eingesetzt. Der letzte Abschnitt bis zur Turmspitze besteht aus einem C30/37. Lediglich in einer Höhe von etwa 190 m befindet sich ein 5 m hoher Abschnitt, in dem wieder ein Beton der Festigkeit C50/60 eingesetzt wurde, da sich in dem Bereich das Pendelsystem befindet (vgl. Holcim (Süddeutschland) GmbH 2016).

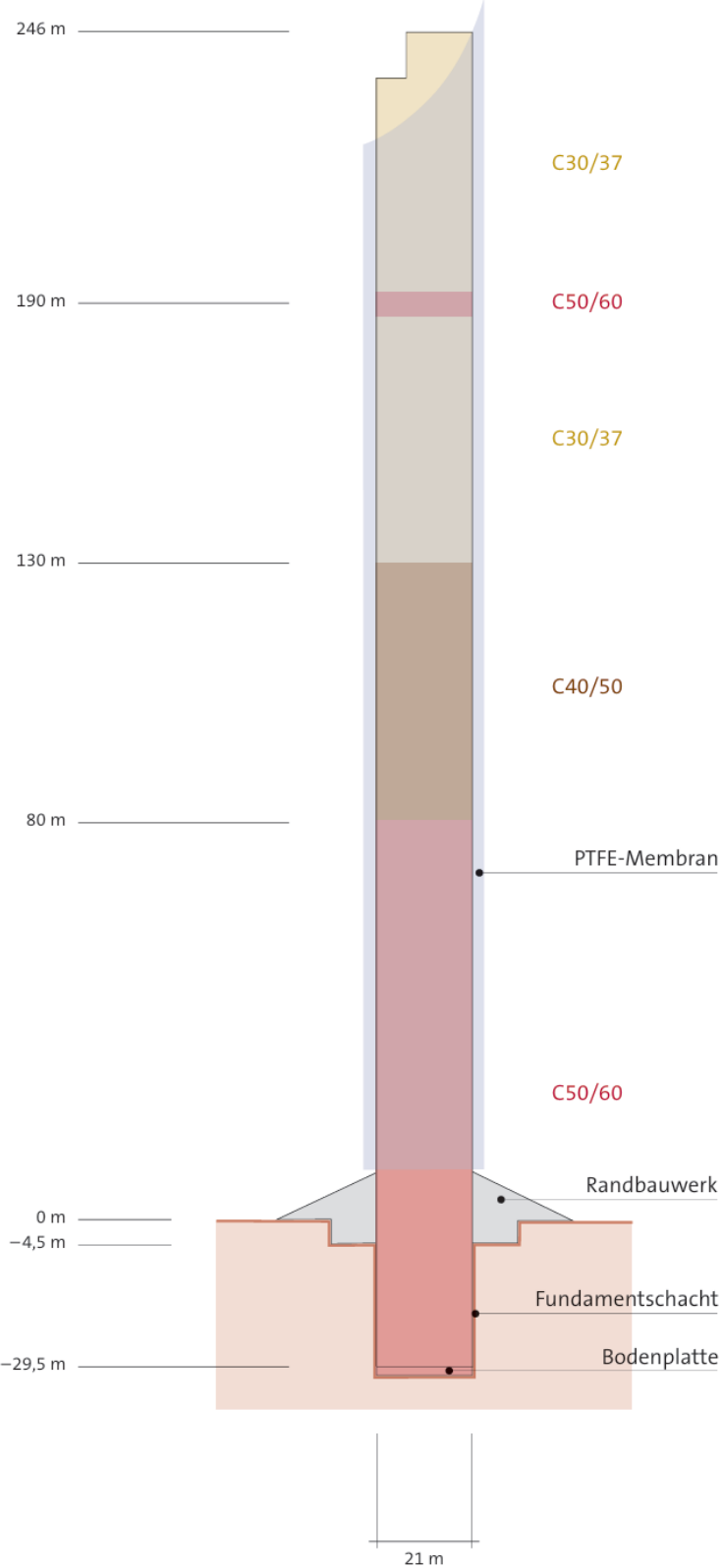


Abbildung 5: Darstellung der unterschiedlichen Betonfestigkeiten im Turm (Holcim (Süddeutschland) GmbH 2016)

3.2 Bauablauf

Der Aushub des rund 30 m tiefen Schachts wurde mit einem Bagger durchgeführt, der sich schrittweise mit der Schaufel und dem Abbauhammer nach unten grub. Parallel dazu wurde die Baugrube anhand der Schachtwand gesichert, die mit Bewehrungsnetzen und Spritzbeton erstellt wurde. Nach der Fertigstellung des Aushubs wurde dann der Bagger mit Hilfe eines Autokrans aus dem Schacht ausgehoben (vgl. Erler und Remarque 2016, 5).

Daraufhin wurde schon das erste Bauteil erstellt, die Bodenplatte. Diese wurde mit einem Durchmesser von 22 m und einer Dicke von 2 m betoniert. Um Schwindrisse zu vermeiden, durfte beim Beton (C50/60) trotz seiner hohen Festigkeit keine große Wärme beim Abbinden entstehen. Um diesen Anforderungen gerecht zu werden und trotz des hohen Bewehrungsgrades eine sichere Verdichtung ermöglichen zu können, wurde die Betonzusammensetzung durch umfangreiche Vorversuche ermittelt. Die Besonderheit der Bodenplatte sind die eingebauten Temperatursensoren. Diese sind an der Unter- und Oberseite und im Inneren eingebaut und bieten einen laufenden Überblick über die Wärmeentwicklung. Im Kern lag der gemessene Höchstwert bei 55° C und die größte Temperaturdifferenz zwischen der Ober- und Unterseite betrug ungefähr 20° C. Die Betonage der 700 m³ Bodenplatte erfolgte in einem Zug und dauerte etwa elf Stunden (vgl. Holcim (Süddeutschland) GmbH 2016, 4).

Der Turmschaft wurde mit Hilfe der Gleitschaltechnik erstellt. Dabei wird im Gegensatz zur Kletterschalung nicht abschnittsweise betoniert, sondern es wird eine spezielle Schalungsvorrichtung gebaut, die kontinuierlich mit geringer Geschwindigkeit nach oben fährt und währenddessen betoniert wird. Der Grund, weshalb sich in diesem Projekt auf die Gleitschaltechnik geeinigt wurde, ist das Bauprogramm, das ein tägliches Wachstum von ca. 4 m vorsah. Derartige Leistungen lassen sich demnach nur mit der Gleitschaltechnik erbringen. Abhängig ist die Gleitgeschwindigkeit jedoch von mehreren Faktoren. Eine zentrale Rolle spielt dabei die Festigkeitsentwicklung bzw. der Erstarrungsbeginn des Betons, der sich beim Ziehen der Schalung noch abreiben lassen muss, aber auch bereits standfest sein muss, um den Bau sicher fortführen zu können (vgl. Erler und Remarque 2016, 6–7).

Nach der Fertigstellung der Bodenplatte begann am 10. März 2015 der erste Gleitabschnitt. In diesem Abschnitt wurde die Gleitschalung als einseitige Schalung ausgeführt, da direkt an die Schachtwand betoniert wurde, wodurch nur die Innenseite der Wand geglättet und nachbearbeitet werden musste. Nach ungefähr 10 Tagen erreichte der Turmschaft die Geländeoberfläche. Zur Vorbereitung des nächsten Gleitabschnitts musste nun das Schalungssystem umgestellt werden, da im weiteren Verlauf von beiden Seiten geschalt werden musste (vgl. Erler und Remarque 2016, 7).

Nach der Fertigstellung des Gleitbaus erfolgte der restliche Teil des Innenausbaus. Bei der Gleitschalentechnik ist es nicht möglich horizontale Bauteile zu realisieren, weshalb die Decken erst im Anschluss eingebracht werden konnten. Alle 10 m wurden Geschossdecken betoniert. Die langen Hubwege und die engen Raumverhältnisse im Inneren des Turms erschwerten es, den Beton für die Zwischendecken mit Hilfe eines Krans von oben einzubringen. Aus diesem Grund wurde der Beton von unten hochgepumpt, was bei zunehmender Höhe wiederum sehr große Pumpleistungen erforderte. Als die effizienteste Lösung erwies es sich Elementdecken zu verwenden und dann jeweils drei Decken auf einmal zu betonieren (vgl. Holcim (Süddeutschland) GmbH 2016).

Zum Abschluss wurde das kegelförmige Sockelgebäude in Ortbetonbauweise erstellt. Aufgrund des starken Gefälles des Dachs musste ein steifer Beton eingesetzt werden. Um ein Abrutschen des Betons zu verhindern, wurde das Dach etappenweise betoniert (vgl. Erler und Remarque 2016, 13).

3.3 Herausforderungen

Den schwierigsten Teil der Betonierarbeiten stellten die untersten 110 m, inklusive des unterirdischen Bereichs, dar. Um das Ziehen der Schalung zu ermöglichen, war hier ein Beton der Festigkeitsklasse C50/60 mit einer konstanten Festigkeitsentwicklung ab Erreichen der Grünstandfestigkeit und eine Offenzeit von etwa sieben Stunden notwendig. Dazu mussten im Vorfeld sämtliche Gleitversuche durchgeführt werden. Für alle Betonfestigkeitsklassen in diesem Projekt galt es, die gestellten Anforderungen bei Temperaturen von -10°C bis 40°C gewährleisten zu können. Damit die Grünstandfestigkeit nach acht bis maximal zehn Stunden sicher gegeben war, mussten die Frischbetoneigenschaften und die Konsistenz auf allen Temperaturen eingestellt werden. Ermöglicht wurde dies mit Hilfe von Verzögerern und weiteren Anpassungen der Betonzusammensetzung. Zur Sicherstellung der Verarbeitbarkeit bei verschiedenen Temperaturen mussten Ausgangsstoffe beheizt bzw. der Beton verzögert werden (vgl. Erler und Remarque 2016, 7).

Um eine den Anforderungen entsprechende Betonzusammensetzung zu finden, wurden bereits im November 2014 die ersten Vorversuche durchgeführt. Daraufhin fiel die Entscheidung den Beton mit einem Portlandkompositzement, CEM II/B-M (T-LL) 42,5 N, auf Basis von Ölschiefer und Kalksteinmehl herzustellen. Die Ergebnisse der Vorversuche zeigten, dass der Beton mit diesem Zement ein Verarbeitungs-, Ansteif- und Abbindeverhalten aufwies, das für die Gleitschalbauweise am günstigsten ist. Weiterhin wurden während der gesamten Bauzeit

laufend Prüfkörper erstellt, um die Qualität sicher gewährleisten zu können (vgl. Erler und Remarque 2016, 8–10).

Eine weitere Herausforderung stellte die logistische Umsetzung der Betonlieferung dar. Die Betonlieferungen hatten sich nach der Liefergeschwindigkeit zu richten, die wiederum abhängig von der Gleitgeschwindigkeit und der Bauwerksgeometrie waren. Im unteren Bereich des Turms ergab sich für den gesamten Querschnitt ein Bedarf von etwa 230 m³ Beton pro Tag, der sich bis zur endgültigen Höhe schrittweise auf 165 m³ reduzierte (vgl. Erler und Remarque 2016, 10). Über die gesamte Bauzeit hinweg mussten sich die beteiligten Betonwerke dem 24-Stunden-Betrieb der Baustelle anpassen. Dabei galt es immer zur richtigen Zeit den gewünschten Beton mit seinen besonderen Anforderungen anzuliefern. Hinzu kommt die mit dem Baufortschritt zunehmenden Hubwege- und -zeiten, die eine zusätzliche Erschwernis erzeugten, da sowohl der Beton als auch die Bewehrung rechtzeitig hochgeführt werden mussten. Die Gleitschalbauweise setzt voraus, dass der Beton eine definierte Offenzeit haben muss, weshalb es nicht möglich war den Beton über einen längeren Zeitraum im Fahrmischer ruhen zu lassen. Um solche unvorhersehbaren Schwierigkeiten optimal bewältigen zu können musste die Just-in-time-Lieferung gewährleistet werden, bei der die Fahrmischer in kritischen Situationen auch einzeln abgerufen werden. Im Durchschnitt kam rund um die Uhr alle 40 Minuten ein Fahrmischer mit Beton für insgesamt zwei Füllungen des Betomats auf die Baustelle (vgl. Holcim (Süddeutschland) GmbH 2016, 9).

Im Sommer 2015 erschwerten die hohen Temperaturen zudem den Ablauf der Baustelle. Aufgrund der Hitze mussten in Baden-Württemberg einige andere Baustellen den Betrieb pausieren, da die Betontemperaturen teilweise über 30° C lagen und das Betonieren erschwerten. Aus diesem Grund reservierte beim Bau des Testturms das 20 km entfernte Zementwerk Dotternhausen für die Baustelle ein eigenes Silo, in dem der Zement auf eine Temperatur von etwa 50° C abkühlen konnte. Dadurch ließ sich die Betontemperatur bei Temperaturen von 21° C bis ca. 24° C halten. Für die Umsetzung der Gleitschaltechnik war diese Maßnahme unumgänglich, da eine konstante niedrige Temperatur des Betons eine wichtige Voraussetzung für den Erhärtungsprozess ist. Auf der Arbeitsplattform wurde zudem eine Sprinkleranlage verbaut, um die Bewehrungsstäbe abzukühlen (vgl. Erler und Remarque 2016, 12).

Des Weiteren stellte sich der Einbau der erforderlichen Stahlbauteile, die zur kraftschlüssigen Verbindung zwischen den Schottwänden und dem Stahlbetonrohr dienen, als schwierig heraus. In bestimmten Bereichen, wie z. B. Öffnungen liegen hohe Bewehrungsgrade vor, an denen teilweise der Bewehrungsgehalt bis zu 290 kg/m³ beträgt. Da auch in diesen Bereichen die Stahlbauteile vorgesehen waren, wurde die Umsetzung etwas komplexer. Solche Kollisionen konnten mit Hilfe der angewandten BIM-Planung (Building Information Modeling)

rechtzeitig erkannt, analysiert und gelöst werden, so dass ein ordnungsgemäßer Einbau sichergestellt werden konnte (Glunk und Strohmeier 2017, 2–3).

3.4 Fassade

Der TK Elevator Testturm in Rottweil ist zum jetzigen Stand das höchste textilverkleidete Bauwerk auf der ganzen Welt. Die Planung dieser Fassade war besonders anspruchsvoll, denn neben Aspekten wie Montage und Windbelastung, musste auch die Wartung und die Witterungsbeständigkeit berücksichtigt werden. Um diese Aufgabe zu bewältigen war eine intensive Zusammenarbeit mit den Herstellern, sowie zahlreiche Materialbegutachtungen, Tests und Versuchsaufbauten erforderlich (Werner Sobek AG 2025).

Die Membranfassade besteht aus einem PTFE-beschichteten Glasfasergewebe. Die Durchlässigkeit bzw. die Maschenweite der Membran nimmt mit der Höhe zu. Befestigt wurde die Membran an insgesamt sechs Stahlrundrohren ($d = 330 \text{ mm}$), die jeweils spiralförmig um den Turm angeordnet sind und mit einem Abstand von 1,80 m vom Stahlbetonrohr verlaufen (Bischoff et al. 2020, 135). Dabei wurden einzelne Tücher mit einer Fläche von etwa 250 m^2 über die gesamte Fläche angebracht. Die Gesamtfläche der textilen Fassade beträgt letztendlich 17.000 m^2 . Durch die zweiaxiale Vorspannung der Membran entstehen zwischen den Stahlrohren räumlich gekrümmte Flächen. Um den Abstand der Stahlrohre zur Außenwand zu realisieren, wurden in regelmäßigen Schritten A-Blöcke eingebaut, an denen die Stahlrohre angebracht wurden. Dabei war es wichtig die A-Blöcke möglichst präzise zu positionieren, da bereits kleinste Lageabweichungen eine fehlerhafte Lage der Stahlrohre mit sich ziehen würden. Dies hätte wiederum zur Folge, dass die Membran falten bildet und undefinierte Wölbungen entstehen (Glunk und Strohmeier 2017, 4).

Die Montage der Fassade war insbesondere wegen der umständlichen Zugänglichkeit erschwert gewesen. So konnte beispielsweise, im Gegensatz zu sonstigen Gebäuden, keine Stelle des Bauwerks von innen erreicht werden. Aus diesem Grund waren spezielle Montagehilfsmittel nötig, um die Montage einerseits effizient, aber auch sicher durchführen zu können. Dazu wurde ein spezieller Montageshuttle entwickelt, der rund um den Turm eine Arbeitsplattform bietet. Diese lässt sich durch einen Triebstockschienantrieb vertikal am Turm bewegen und kann an jeder Stelle des Turmschaftes positioniert werden. Präventionsexperten der BG BAU waren bei der Planung und Entwicklung der Montageplattform maßgeblich beteiligt (vgl. Glunk und Strohmeier 2017, 4–6).

Für die Fassadenkonstruktionen wurden spezielle Schwerlastbefestigungen der Firma *fischer* eingesetzt. Die ausführende Firma *Tayio Europe GmbH, fischer* und sämtliche Firmen anderer Wintersemester 2024/2025

Gewerke mussten während dem gesamten Bau ständig im Austausch bleiben, da es öfters bauseitige Abweichungen zu Regelwerken gab, für die geeignete Lösungen und Anpassungen notwendig waren. Entsprechend den statischen Berechnungen und bauseitigen Gegebenheiten variieren die eingesetzten Systeme in verschiedenen Turmbereichen. Dazu wurden zum Großteil auf die Gegebenheit zugeschnittene Sonderlösungen von fischer geliefert. Die Schwerlastbefestigungen bieten höchste Tragfähigkeiten und sind zudem nach ETAG 001/E-OTA-TR029 für gerissenen Beton zulässig (vgl. Glunk und Strohmeier 2017, 4–6).

Die Montage erfolgte von oben nach unten in ca. 20 m Abschnitten. Dabei musste zuallererst eine durchgängige Vermessung des Turmschaftes durchgeführt werden. Aufgrund von Wind- und Temperatureinwirkungen war die Lage des Turms immer unterschiedlich, was die Vermessung deutlich erschwerte. Als zweites wurde die Stahlkonstruktion befestigt und zum Schluss wurde die Membran in an den Spiralrohren angeschweißten Kederschienen eingezogen und der Erforderlichkeit nach vorgespannt (Glunk und Strohmeier 2017, 4).

Die Geometrie der Fassade entspricht dem Prinzip einer Scruton-Wendel, die oft bei sehr schlanken Schornsteinen, die empfindlich gegenüber Schwingungen sind, ihre Anwendung finden. Die Wendelform und die Durchlässigkeit verringern den Einfluss durch die Windeinwirkungen maßgeblich und entlasten somit das Bauwerk. Durch die Form kann die Beanspruchung durch windinduzierte Querschwingungen um etwa 40% verringert werden. Zudem wirkt die Fassade als Schutzhülle, die das Stahlbetonrohr größtenteils vor Witterungseinflüssen und vor thermischen Spannungen durch Sonneneinstrahlung schützt (vgl. Bundesministerium des Innern, für Bau und Heimat und Bundesingenieurkammer e.V. 2018, 23–35).

3.5 Schwingungsdämpfer

Bereits in einem frühen Planungsstadium zeigten die Windkanalversuche, dass die Außenfassade des Testturms die auftretenden Schwingungen nicht allein regulieren kann. Aus diesem Grund wurde beschlossen, ein Schwingungstilgersystem in Form eines Pendels im Turm einzubauen, um auf diese Weise den Schwingungen noch stärker entgegenwirken zu können (Hinz und Sobek Werner 2017, 20).

Anfang des Jahres 2016 wurde das Pendel von der Firma GERB Schwingungsisolierungen GmbH & Co.KG eingebaut (thyssenkrupp 18.02.2016). Dabei wurde das Dämpfersystem auf etwa 193 m Höhe mit 9 m langen Seilen an der Decke abgehängt (siehe Abbildung 7). Das Pendel besteht aus einem Stahlrahmen, worauf mehrere Betonplatten aufgestapelt wurden und wiegt insgesamt 240 Tonnen (siehe Abbildung 6). Diese wurden mit Hilfe von Hydraulikpressen an ihre Position gehoben (Bischoff et al. 2020, 132).



Abbildung 6: Das Schwingungsdämpfersystem im Testturm RW (Bischoff et al. 2020)

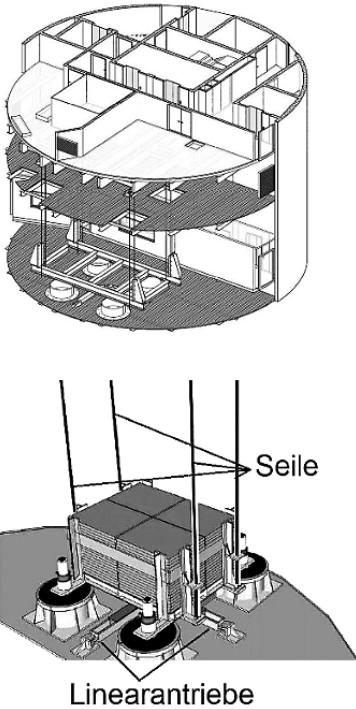


Abbildung 7: Abhängung des Pendels im Testturm RW (Petersen und Werkle 2017)

Um eine größere Energiedissipation zu erzeugen, enthält das System zusätzlich viskose Dämpferelemente. Dadurch erhöht sich die äquivalente Dämpfung auf ca. 6-8%.

Ohne den Schwingungstilger würde sich der Turm um bis zu 76 cm an der Turmspitze auslenken (Verformungsamplitude von ~ 1,5 m). Solche Verformungen würden noch im Rahmen der Tragfähigkeit liegen, jedoch wäre es für die Dauerhaftigkeit nachteilig. Durch den Schwingungsdämpfer können die Auslenkungen auf unter 15 cm reduziert werden, um der Ermüdungsbeanspruchung entgegenwirken zu können (vgl. Petersen und Werkle 2017, 1113)

Im Normalzustand reagiert der Schwingungsdämpfer nur passiv auf windinduzierte Schwingungen, jedoch sind auch aktiv gesteuerte Bewegungen möglich. Die Kombination aus aktiver und passiver Bewegung ist weltweit einmalig. Diese Funktion ermöglicht es den Entwicklungsingenieuren der TK Elevator AG Aufzüge unter verschiedenen Bedingungen zu testen. So können z. B. Schwingungen bekannter oder sich in Planung befindlicher Bauwerke simuliert werden und dadurch optimale Lösungen für die jeweiligen Aufzugssysteme entwickelt werden (thyssenkrupp 18.02.2016). Angetrieben wird das System mittels zwei elektromagnetischen Linearmotoren, mit denen die gezielten Schwingungen genau gesteuert werden können. Dazu sind relativ kleine Kräfte von etwa 35 kN erforderlich, wenn eine resonanzartige Anregung ausgenutzt wird (Petersen und Werkle 2017, 1113).

Bei einem Bauwerk mit solch einer Eigenschaft müssen bestimmte Regulierungen vorhanden sein, um selbst herbeigeführte Schäden zu verhindern. Um das Tragwerk vor zur großer Ermüdungsbeanspruchung durch dynamische Anregungen zu schützen, wurden zwischen dem Bauherrn und dem Planer eine maximale Testdauer und einer maximale horizontale Kopfauslenkung vereinbart (Bischoff et al. 2020, 133). Ohne den Schwingungstilger würde sich der Turm um bis zu 76 cm an der Turmspitze auslenken (Verformungsamplitude von ~ 1,5 m). Solche Verformungen würden noch im Rahmen der Tragfähigkeit liegen, jedoch wäre es für die Dauerhaftigkeit nachteilig. Durch den Schwingungsdämpfer können die Auslenkungen auf unter 15 cm reduziert werden, um der Ermüdungsbeanspruchung entgegenwirken zu können (vgl. Petersen und Werkle 2017, 1113). Die Grundlage für den Ermüdungsnachweis bildeten die sich daraus ergebenden Spannungsschwingbreiten und Schwingspiele, wobei die Nachweise getrennt für den Beton und die Bewehrung durchgeführt wurden. Dabei zeigten die Ergebnisse, dass bei einer maximalen Bewegungsamplitude von 200 mm keine Einschränkungen der Dauerhaftigkeit der beiden Materialien entstehen (Bischoff et al. 2020, 133).

3.6 Einsatz von BIM

Die Anwendung der BIM-Methodik war bei diesem Projekt eine wichtige Voraussetzung, um die Fachdisziplinen, wie die Objekt-, Tragwerks- und Fassadenplanung, sowie die Haustechnikplanung, effizient und reibungslos koordinieren zu können. Durchgeführt wurde es mit einem hohen Detaillierungsgrad von LOD 350 (Level of Detail), was eine präzise Darstellung verschiedener Elemente möglich machte. Dazu gehörten auch die Betonfertigteile, die mit ihren Eigenschaften und der exakten Platzierung modelliert wurden. Auch die Stahlkonstruktion der Membranfassade wurde detailliert modelliert, um die exakte Geometrie und die Verbindungspunkte darstellen zu können. Auf Grundlage des 3D-Modells konnten somit zahlreiche spezielle Nachweise, wie z. B. Ermüdungsnachweise bei dynamischer Beanspruchung oder Nachweise in den Bauzuständen, direkt erbracht werden (vgl. Werner Sobek AG 2025).

4 Baugrundverhältnisse

Die Angaben in diesem Abschnitt basieren ausschließlich auf den geotechnischen Untersuchungsberichten, sowie den geotechnischen Stellungnahmen der Smoltczyk & Partner GmbH, die im Zuge der Planung im Jahr 2013 und 2014 durchgeführt worden sind.

Vom 02. Bis 18.12.2013 wurden standortbezogene Erkundungen der Baugrund- und Grundwasserverhältnisse durchgeführt. Dazu wurden Erkundungsbohrungen bis zu einer Tiefe von 50 m gebohrt.

Der Baugrund besteht, abgesehen von einer Oberbodenschicht mit einer Mächtigkeit von 0,2 bis 0,3 m, vereinfacht aus einem zweischichtigen Aufbau: Bis zu einer Tiefe von etwa 15 m ist die Schicht dem sog. Lettenkeuper zuzuordnen. Unter dieser Schicht folgt eine etwa 18 m tiefe Schicht vom sog. oberen Muschelkalk. Darunter folgen bis zu einer Tiefe von etwa 50 m die sog. Nodosusschichten. Insgesamt beträgt die Mächtigkeit des Oberen Muschelkalks ca. 80 m, darunter folgt eine 90 m dicke Schicht Mittlerer Muschelkalk.

Somit konnte festgestellt werden, dass die Gründung in einheitlich vorhandenem, gleichförmig beständigem Fels mit ausreichender Mächtigkeit erfolgt, der als sehr gut tragfähig und standfest eingestuft werden kann. Für den geplanten Standort konnten dadurch wirtschaftlich relevante geotechnische Risiken ausgeschlossen werden (vgl. Smoltczyk & Partner GmbH 2014).

Der Grundwasserspiegel wurde auf etwa 40 m unter Geländeoberkante festgelegt, was für die Gründung des Turms ohne große Bedeutung war.

Das Baugrundstück wird nach DIN 4149:2005-04 der Erdbebenzone 1 zugeordnet, die Untergrundklasse R wurde zugrunde gelegt. Es kann von Untergrundverhältnissen B-R ausgegangen werden. Als Untergrundparameter wird $S = 1,25$ empfohlen.

Aufgrund einer Eigenschwingzeit von etwa 5 s wurde keine Voraussetzung gesehen, eine dynamische Reaktion des Baugrunds zu untersuchen, so dass die Berechnungen der Einspannung im Baugrund für den quasi-statischen Lastfall durchgeführt wurden.

Für eine kraftschlüssige Verbindung zwischen dem Bauwerk und dem Baugrund wurde zusätzlich ein Stützring für den Schaft angeordnet, der im Lettenkeuper ca. 5 m unter dem Gelände angeordnet wurde.

5 Windeinwirkungen

Windeinwirkungen spielen bei der Bemessung von Gebäuden jeglicher Art eine wichtige Rolle. Für die Mehrzahl der Bauwerke ist es ausreichend, die Windlasten anhand von Erfahrungswerten gemäß der aktuellen und regionalen Norm zu ermitteln. Für manche Bauvorhaben reichen jedoch die Angaben der Norm nicht aus, um genaue Aussagen über die Windeinwirkungen auf das Bauwerk treffen zu können. Insbesondere spezielle Bauwerke, die sich hinsichtlich ihrer Form oder Größe von der Normalität abheben, sind gesondert zu betrachten und auf Windeinwirkungen zu untersuchen. In solchen Fällen werden spezielle Windkanalversuche durchgeführt (Windtechnologische Gesellschaft (WTG) e. V. o.J.).

Solche Versuche sind zu erwägen, wenn:

- das Bemessungsergebnis wesentlich von der Windlast bestimmt wird,
- das Verhältnis zwischen Eigengewicht und Windlast gering ist,
- die Bauwerksgeometrie von Standardformen der Norm abweicht und
- wenn das Bauwerk infolge dynamischer Beanspruchung als schwingungsanfällig eingestuft wird.

Eine genauere Untersuchung resultiert in der Regel darin, dass die Windlasten geringer sind als die Norm vorschreibt, da die Vorgaben konservativ abdeckend sein müssen. Das bedeutet, dass die Windlasten auf der Grundlage des Windkanalversuchs gegenüber den Normwerten abgemindert werden können, wobei das bautechnische Sicherheitsniveau dennoch eingehalten wird. Die aerodynamischen Beiwerte in den Normen wurden ebenfalls anhand von Windkanalversuchen ermittelt (Windtechnologische Gesellschaft (WTG) e. V. o.J.).

Bis in den 1960er Jahren wurden für bauwerksaerodynamische Untersuchungen aeronautische Windkanäle mit glatter, gleichförmiger Strömung verwendet. Die Mehrzahl der aerodynamischen Beiwerte der Normen wurden ebenfalls aus solchen Windkanalversuchen ermittelt. Der natürliche Wind ist jedoch in Erdoberflächennähe eine Grenzschichtströmung. Die Windgeschwindigkeit nimmt also mit zunehmender Höhe zu (Grenzschichtprofil) und ist zudem turbulent (Spektrum der Wissenschaft Verlagsgesellschaft mbH o.J.).

Bis zu einer Höhe von etwa 1000 m über Grund erstreckt sich die atmosphärische Bodengrenzschicht, die wiederum aus mehreren Schichten besteht. Die erste Schicht, die laminare Unterschicht befindet sich unmittelbar am Boden und ist nur wenige Millimeter dick. In dieser Schicht verhält sich die Windströmung laminar, das bedeutet, dass der Wind sich wirbelfrei bewegt. In der darüber liegenden Schicht, genannt Prandtl-Schicht, verhält sich die Strömung turbulent. Diese Schicht reicht bis zu einer Höhe von etwa 100 m. Zwischen der Prandtl-Schicht und der atmosphärischen Grenzschicht befindet sich die sog. Ekman-Schicht. In

dieser Schicht ändert sich mit zunehmender Höhe aufgrund von Reibungseinflüssen die Windrichtung (Spektrum der Wissenschaft Verlagsgesellschaft mbH o.J.).

Ziel eines Grenzschichtwindkanals ist es, die Windeinwirkung auf ein Bauwerk möglichst realitätsnah, soweit es für ein bestimmtes Untersuchungsziel erforderlich ist, zu simulieren. Dabei wird das natürliche Windprofil und das zu untersuchende Bauwerk maßstäblich nachgebildet (Windtechnologische Gesellschaft (WTG) e. V. o.J.).

Neben den Windeinwirkungen lässt sich in einem Windkanal auch die Strukturantwort messen. Bei der Ermittlung von Windeinwirkungen in Form von Drücken und Kräften, werden starre Modelle benutzt, bei denen lediglich die Körperform maßstäblich nachgebildet wird. Strukturantworten lassen sich zwar aus den Lasten berechnen, sie können aber auch gemessen werden. Hierzu werden elastische Modelle benötigt. Mit bestimmten Maßstabsgesetzen werden die Steifigkeiten eingestellt. Bei erwartbaren Resonanzeffekten müssen zudem auch Masse und Dämpfung ähnlich im Modell nachgebildet werden. Solche elastischen Modelle werden oft bei Turmbauwerken, insbesondere bei Kühltürmen untersucht. In solchen aeroelastischen Experimenten werden die durch Schwingungen verursachten oder beeinflussten Kräfte untersucht. Ein zentrales Thema ist dabei, ob diese Kräfte zu einer Instabilität der Bewegungsamplituden führen, also ein unbegrenztes Wachstum verursachen. Besonders kritisch können solche Strömungs-Bauwerks-Interaktionen für leichte, schwach gedämpfte Bauwerke mit ungünstigen Querschnitten sein, wie beispielsweise Hochhäuser oder weit gespannte Brücken. Damit ein Windkanalmodell realistische Ergebnisse liefert, muss es das dynamische Verhalten des tatsächlichen Bauwerks maßstabsgerecht nachbilden. Entscheidend ist dabei, dass die Schwingungsamplituden proportional zum geometrischen Maßstab bleiben, da sie das Verhalten maßgeblich beeinflussen. Diese Anforderung kann auf die relevanten Schwingungsmoden beschränkt werden, wodurch Modelle mit wenigen, gut kontrollierbaren Freiheitsgraden entstehen (Windtechnologische Gesellschaft (WTG) e. V. o.J.).

5.1 Untersuchung der Windeinwirkungen auf den Testturm

Der Testturm Rottweil ist mit seiner außerordentlichen Höhe sehr großen Windlasten ausgesetzt, die den Turm hinsichtlich der horizontalen Aussteifung auf die Probe stellen.

Während der Planungsphase im Jahr 2014, hat die *Ed. Züblin AG* das Team der *Wacker-Ingenieure GmbH* zur Durchführung von Windkanalversuchen in Auftrag gegeben. Das Unternehmen *Wacker Ingenieure GmbH* bietet seit 1992 Dienstleistungen im Bereich der Bauwerksaerodynamik und zum Thema Luftströmungen im Gebäudeinnern an.

Die Ergebnisse der Windkanalversuche wurden am 09. September 2014 in einem Endbericht von den Wacker-Ingenieuren freigegeben und dienen in der folgenden Arbeit als Grundlage zur Ermittlung der Windlasten. Folgende Punkte wurden von den Wacker-Ingenieuren untersucht:

- Ermittlung der Windlasten zur Bemessung der Haupttragstruktur des Turmes
- Untersuchung der Schwingungsanfälligkeit des Turmes
- Ermittlung der lokalen Windlasten zur Dimensionierung der Fassade und der Fassadenelemente

Zu Beginn wurden folgende Randbedingungen festgesetzt:

Die Versuche wurden in Anlehnung an das WtG-Merkblatt „Windkanalversuche in der Gebäudeaerodynamik“ (Windtechnologische Gesellschaft e. V.) und die DIN EN 1991-1-4 durchgeführt.

Der Grenzschichtwindkanal war ca. 12 m lang, 2,05 m breit und 1,85 m hoch.

Die Windkanalmodelle wurden im Maßstab 1:300 angefertigt. Dem Standort des Turms wird die Windlastzone 1 und die Geländekategorie II zugewiesen. Daraus ergibt sich für die Referenzgeschwindigkeit $v_{ref,50} = 22,5$ m/s und für den Bemessungsböenstaudruck mit einer Bezugshöhe von 245 m, $q_{böe}(245\text{ m}) = 1,50$ kN/m². Zur Untersuchungsmethodik wurden Druckmessungen, Kraftmessungen, Verformungsmessungen und Messungen an starren und elastischen Modellen durchgeführt. Die Windrichtung wurde radial umlaufend in 10°-Schritten angesetzt.

Hauptsächlich wurden in den Untersuchungen zwei Varianten unterschieden, die Untersuchung im Endzustand und im Bauzustand. Die Untersuchung des Bauzustandes „Abschluss Gleitbau“ besitzt keine Membranfassade und die Steifigkeiten entsprechen dem Zustand ohne Decken und ohne Sockelbauwerk. Die Steifigkeiten im Endzustand werden mit den Decken und dem Sockelbauwerk berücksichtigt. Dieser Zustand besitzt zudem die Membranfassade und wird wiederum in vier verschiedene Varianten unterteilt, die sich hinsichtlich der Durchlässigkeit der Fassade unterscheiden:

1. Variante: „Ohne Außenfassade“ ist eine Extrembetrachtung einer vollkommen durchlässigen Fassade
2. Variante: „durchlässige Fassade“ entspricht einer teildurchlässigen Fassade
3. Variante: „geschlossene Fassade“ ist eine Extrembetrachtung einer vollkommen undurchlässigen Fassade
4. Variante: „Turm“ entspricht dem Endzustand mit realistischer Membranfassade



Abbildung 8: Für die Windkanalversuche angefertigten starren Modelle

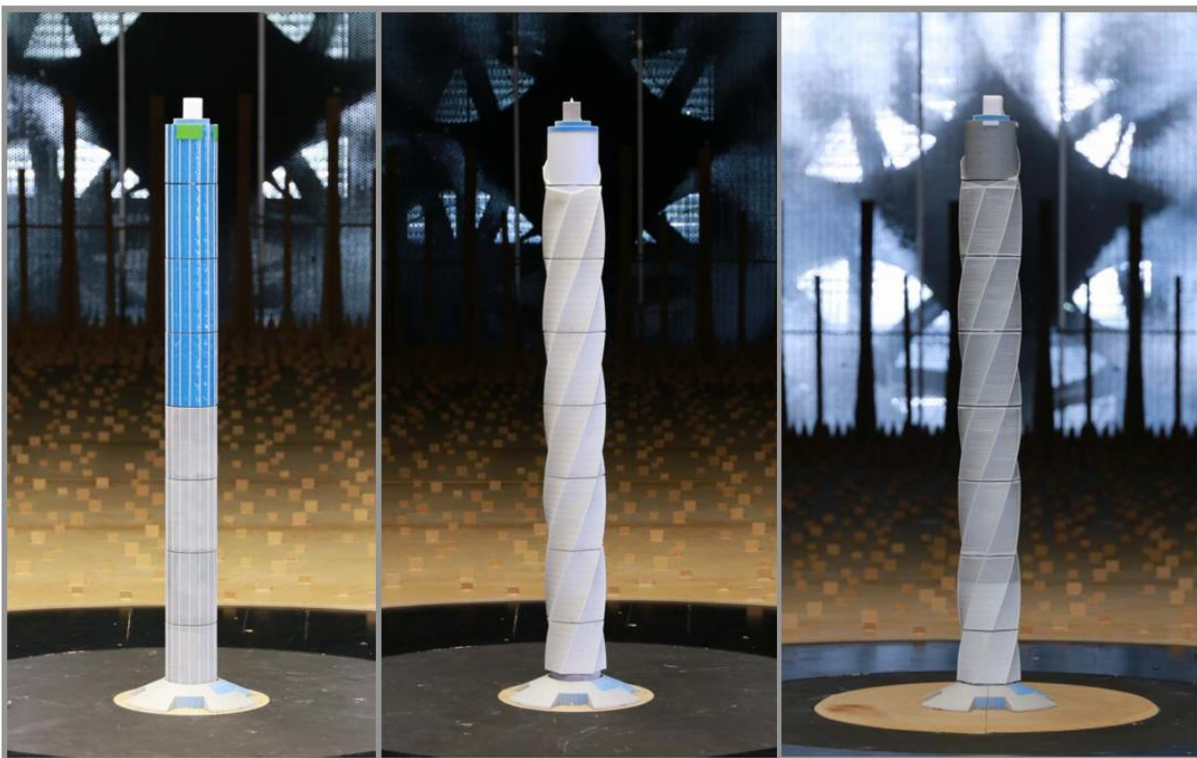


Abbildung 9: Die für die Windkanalversuche angefertigten aeroelastischen Modelle

Hierbei ist es wichtig anzumerken, dass zum Zeitpunkt der Windkanalversuche die exakte Ausbildung der Membranfassade noch unbekannt war. Als Planungsgrundlage lag lediglich die Abstufung der Durchlässigkeit der Fassade vor (siehe Abbildung 10).

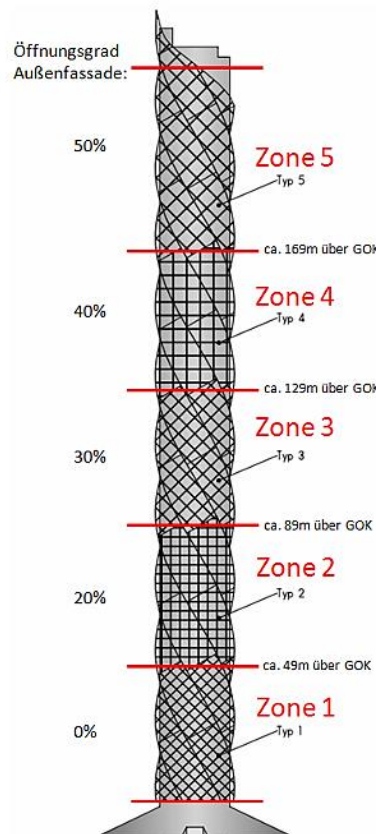


Abbildung 10: Abstufung der Durchlässigkeit der Fassade

Die genauen Referenzmaterialien für den oberen und den unteren Turmabschnitt wurden vom zuständigen Planungsunternehmen erst nach der Durchführung der Versuche zur Verfügung gestellt. Somit wurde im Nachhinein der Druckverlustbeiwert dieser Referenzmaterialien sowohl experimentell als auch durch CFD-Simulationen (Computational Fluid Dynamics) ermittelt. Auf dieser Grundlage wurde der aerodynamische Widerstand der durchlässigen Windkanalmodellfassade, der durchlässigen Fassade am Realbauwerk gegenübergestellt. Dabei zeigte sich, dass das am Bauwerk vorgesehene Material bei gleicher geometrischer Durchlässigkeit einen höheren Strömungsverlust hat, als die im Versuch verwendeten Materialien. Das bedeutet, dass die durchlässige Außenfassade im Modell als „durchlässiger“ einzuschätzen ist als die reale Fassade. Die ermittelten Werte für die Lastannahmen wurden dementsprechend zwischen den Ergebnissen der durchlässigen und geschlossenen Fassade interpoliert. Zu erwähnen ist hierbei, dass die interpolierten Ergebnisse im Vergleich zu den Ergebnissen

des durchlässigen Modells ungünstiger sind und das Verfahren als konservativ eingestuft werden kann (vgl. Wacker Ingenieure GmbH September 2014).

Für die Ermittlung der Windlasten wurde die herkömmliche Vorgehensweise der Norm (DIN EN 1991-1-4) und eine Untersuchung von Wetterstationen durchgeführt. Beiden Vorgehensweisen wurde eine mittlere Wiederkehrperiode von 50 Jahren zu Grunde gelegt.

Zunächst wurde die Referenzgeschwindigkeit in Anlehnung an die DIN EN 1991-1-4 NA (2010) ermittelt. Diese berücksichtigt die regionalen Unterschiede im deutschen Raum und teilt das Gebiet der Bundesrepublik Deutschland in vier Windlastzonen auf, denen unterschiedliche Geschwindigkeiten und dementsprechend Staudrücke zugeteilt werden. Die Stadt Rottweil befindet sich gemäß dieser Windzonenkarte in der Windlastzone 1.

Da Rottweil keine Wetterstation besitzt wurden langjährige Aufzeichnungen aus Wetterstationen aus Umgebungsnähe (Stuttgart Flughafen, Donaueschingen und Freudenstadt) zu Hilfe gezogen. Diese geben Aufschluss über die Windgeschwindigkeiten von 1983 – 2013. Daraus wurden jeweils die jährlichen maximalen Windgeschwindigkeiten entnommen und extremstatistisch mittels des Gumbel-Verfahrens ausgewertet. Auf Grundlage dieser Windklimaanalyse können für den Standort Rottweil folgende Bezugswerte festgelegt, die auch für die weiteren Berechnungen verwendet wurden, da sie die Normwerte leicht überschreiten (vgl. Wacker Ingenieure GmbH September 2014):

Mittlere Referenzgeschwindigkeit in 10 m Höhe : $u_{\text{ref}}(10 \text{ m}) = 23,0 \text{ m/s}$

Mittlerer Referenzstaudruck in 10 m Höhe : $q_{\text{ref}}(10 \text{ m}) = 0,33 \text{ kN/m}^2$

Um den Bemessungsböenstaudruck in Abhängigkeit von der Höhe bestimmen zu können muss die Geländekategorie festgelegt werden. In Anlehnung an die DIN EN 1991-1-4 NA (2010) wird das Gelände, an dem sich der Turm befindet als Geländekategorie II eingestuft.

$$q_{B\ddot{o}e}(245 \text{ m}) = 2,1 \cdot 0,33 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot \left(\frac{245}{10}\right)^{0,24} = 1,50 \text{ kN/m}^2 \quad \text{Für } 50 \text{ m} < z < 300 \text{ m}$$

(DIN EN 1991-1-4/NA, 18)

Dieser Wert wurde für die weiteren Berechnungen des Endzustandes angesetzt.

Die mittlere Windgeschwindigkeit wurde für eine Bezugshöhe von 245 m und 180 m ermittelt. Die Windgeschwindigkeit in 180 m Höhe ist für den weiteren Nachweis der wirbelerregten Querschwingungsanfälligkeit nötig. Dabei handelt es sich um das Zentrum der Wirklänge.

$$v_m(245 \text{ m}) = 1,0 \cdot 23 \frac{\text{m}}{\text{s}} \cdot \left(\frac{245}{10}\right)^{0,16} = 38,4 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$v_m(180 \text{ m}) = 1,0 \cdot 23 \frac{\text{m}}{\text{s}} \cdot \left(\frac{180}{10}\right)^{0,16} = 36,5 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

(DIN EN 1991-1-4/NA, 16)

Zur weiteren Untersuchung der Schwingungsanfälligkeit wurden vom zuständigen Tragwerksplaner die Massenverteilung und die Eigenfrequenzen des Turms zur Verfügung gestellt. Insbesondere die unteren Eigenfrequenzen sind für die Bewertung der Schwingungen von Interesse (Wacker Ingenieure GmbH September 2014).

Das logarithmische Dämpfungsdekrement δ wurde für die Windkanalmodelle mit 0,05 angenommen. Die Norm schlägt hierzu für Türme aus Stahlbeton einen Wert von 0,03 vor (DIN EN 1991-1-4:2010, 148).

Der Entschluss, zusätzliche Windkanalstudien an aeroelastischen Modellen durchzuführen, hat sich ergeben als vorläufige Berechnungen zur Schwingungsanfälligkeit des Turms zeigten, dass wirbelerregte Querschwingungen und erhöhte windinduzierte Horizontalbeschleunigungen im oberen Bereich des Turms nicht ausgeschlossen werden können. Für die Erstellung der aeroelastischen Modelle wurden vom Tragwerksplaner Strukturdaten zur Verfügung gestellt, die im Zuge der fortschreitenden Planung nicht mehr aktuell waren. Für den Endzustand wurde damals eine Gebäudeeigenfrequenz von $f = 0,16$ Hz berechnet, das sich im Nachhinein auf $f = 0,19$ Hz erhöht hat. Bei der Auswertung der Windkanaldaten wurde diese Frequenzerhöhung jedoch mitberücksichtigt, so dass die Versuche dennoch Gültigkeit besitzen (vgl. Wacker Ingenieure GmbH September 2014).

Anhand von Ähnlichkeitsbedingungen lassen sich am aeroelastischen Modell die Strukturdaten des realen Bauwerks nachbilden, womit die Reaktionen des Turmes im Windkanal unter turbulenter atmosphärischer Anströmung direkt ermittelt und gemessen werden können. Das Modell wurde aus einem Aluminiumkern gebildet, an dem einzelne Turmabschnitte befestigt wurden. Diese Abschnitte, sowie die Außenfassade wurden mit Hilfe von Rapid-Prototyping hergestellt. Um die Massenverteilung gut nachbilden zu können, wurde die Wandungsdicke bzw. die Gesamtmasse der einzelnen Abschnitte entsprechend variiert. Die Elastizität des Gesamtmodells wurde gewährleistet, indem zwischen den Abschnitten jeweils ein geringer Spalt verblieben ist. Ein Flüssigkeitsdämpfer im Inneren des Modells ermöglichte es die Dämpfung nachbilden zu können und zu variieren. Es wurden Versuche für ein schwach gedämpftes System mit einem logarithmischen Dämpfungsdekrement von $\delta = 0,02$ und Messungen an einem System mit einem Dämpfungsdekrement von $\delta = 0,05$ durchgeführt, so dass eine

Übertragung der Ergebnisse im Zusammenhang mit der Standsicherheit auf die Großausführung möglich wurde (vgl. Wacker Ingenieure GmbH September 2014).

5.2 Windlasten zur Berechnung

In dieser Arbeit werden nur Windlasten in horizontaler Richtung betrachtet. Bei rotationssymmetrischen Körpern, die rotationsymmetrisch belastet werden treten i.d.R. keine Torsionsmomente auf. Zur Berücksichtigung von Bauzuständen und sonstigen Anbauten wird dennoch eine Ausmitte von 5% empfohlen. Lasten in vertikaler Richtung sowie Torsionsmomente, die durch Horizontalkräfte hervorgerufen werden, sind nicht Bestandteil der weiteren Berechnungen und werden daher im Folgenden nicht genauer aufgegriffen. Ebenfalls aus den Windkanalversuchen hervorzuheben ist, dass die horizontalen Lasten für jede Windrichtung anzusetzen sind (vgl. Wacker Ingenieure GmbH September 2014). In dieser Arbeit wird die horizontale Windlast jedoch nur in die Richtung der globalen Bezugsachsen x und y angesetzt.

Aus den Windkanalversuchen geht der folgende empfohlene Vertikalverlauf der 50-jährlichen globalen Ersatzwindlasten hervor. Die Werte für den Endzustand sind aufgrund der größeren Angriffsfläche höher als die im Bauzustand. Zudem wurden die Werte für den Bauzustand auf 70% reduziert, da es sich dabei um einen temporären Zustand handelt. Das bedeutet, dass für die weiteren Berechnungen in dieser Arbeit die Windlasten aus dem Endzustand zugrunde gelegt werden, da diese für die Bemessung maßgebend sind. Dabei handelt es sich um Einzellasten, die alle 10 m angesetzt wurden (siehe Tabelle 1).

Um die Lasten im weiteren Verlauf in den zweidimensionalen und dreidimensionalen Berechnungen verwenden zu können, müssen sie zuerst auf die jeweilige Geometrie angepasst werden. Im 2D-Modell soll die Windlast als eine Streckenlast angesetzt werden. Dabei werden die Einzellasten mit der jeweiligen Einwirkungslänge (Geschosshöhe 10 m) dividiert. Im 3D-Modell werden die Windlasten als rechteckige Flächenlasten auf den Kreiszyylinder projiziert. Dabei werden die einzelnen Streckenlasten mit dem Außendurchmesser des Kreiszyinders (20,8 m) dividiert (siehe Tabelle 2).

Windlasten aus den Windkanalversuchen:

Höhenkote [m]	Einzellast [kN]
245	96
240	286
230	376
220	372
210	367
200	362
190	358
180	353
170	348
160	343
150	338
140	333
130	328
120	323
110	318
100	312
90	306
80	300
70	294
60	287
50	279
40	270
30	260
20	247
10	229
0	114

Tabelle 1: Ermittelte Windlasten aus den Windkanalversuchen

Umrechnung der Windlasten für die weitere Berechnung:

Bereich	Streckenlast 2D [kN/m]	Flächenlast 3D [kN/m ²]
242,5 – 245	38,4	1,85
235 – 242,5	38,1	1,83
225 – 235	37,6	1,81
215 – 225	37,2	1,79
205 – 215	36,7	1,76
195 – 205	36,2	1,74
185 – 195	35,8	1,72
175 – 185	35,3	1,70
165 – 175	34,8	1,67
155 – 165	34,3	1,65
145 – 155	33,8	1,63
135 – 145	33,3	1,60
125 – 135	32,8	1,58
115 – 125	32,3	1,55
105 – 115	31,8	1,53
95 – 105	31,2	1,50
85 – 95	30,6	1,47
75 – 85	30,0	1,44
65 – 75	29,4	1,41
55 – 65	28,7	1,38
45 – 55	27,9	1,34
35 – 45	27,0	1,30
25 – 35	26,0	1,25
15 – 25	24,7	1,19
5 – 15	22,9	1,10
0 - 5	22,8	1,09

Tabelle 2: Umgerechnete Windlasten zur 2D und 3D Anwendung

5.3 Wirbelerregte Querschwingungen

Bei schlanken Bauwerken können wirbelerregte Schwingungen in Querrichtung auftreten. Solche wirbelerregten Querschwingungen treten auf, wenn sich Wirbel abwechselnd von gegenüberliegenden Seiten des Bauwerks ablösen. Dies führt zu einer periodischen Belastung, wodurch Schwingungen quer zur Anströmrichtung verursacht werden. Möglich sind diese Querschwingungen bei einem Resonanzfall, d.h. dass die Eigenfrequenz des Bauwerks gleich der Frequenz der Wirbelablösung ist. Verglichen werden können auch die Windgeschwindigkeiten. Dabei gilt ein Bauwerk als querschwingungsgefährdet, wenn die kritische Windgeschwindigkeit nicht mehr als das 1,25-fache der mittleren Windgeschwindigkeit beträgt (Schmidt 2019, 346).

Die kritische Windgeschwindigkeit v_{krit} berechnet sich wie folgt:

$$v_{krit} = \frac{d \cdot f_e}{St}$$

Mit:

- d maßgebende Breite ($d = 20,8 \text{ m}$)
- St Strouhalzahl (Zylinder $St = 0,18$)
- f_e Eigenfrequenz des Bauwerks ($0,195 \text{ Hz}$)

Bedingung, ob der Resonanzfall ausgeschlossen werden kann:

$$v_{krit} > 1,25 \times v_{m,L}$$

Mit:

- $v_{m,L}$ zeitlich gemittelte Windgeschwindigkeit im Zentrum der Wirklänge
- $v_{m,L} (180 \text{ m}) = 36,5 \text{ m/s}$ (Endzustand)

(vgl. Schmidt 2019, 346–347)

$$v_{krit} = \frac{20,8 \text{ m} \cdot 0,195 \text{ Hz}}{0,18} = 22,53 \text{ m/s}$$

$$v_{krit} = 22,53 \frac{\text{m}}{\text{s}} < 1,25 \cdot 36,5 \frac{\text{m}}{\text{s}} = 46,6 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Somit müssen die wirbelerregten Querschwingungen untersucht und berücksichtigt werden.

Bei den Windkanalversuchen an den aeroelastischen Modellen zeigte sich, dass bei keiner Variante resonante Querschwingungen ausgeschlossen werden können. Es zeigte sich, dass bereits bei Windgeschwindigkeiten unterhalb der Nachweisgeschwindigkeit am Standort Wintersemester 2024/2025

deutliche Verformungen in Querrichtung an der Turmspitze auftreten. Im Endzustand wurde die kritische Windgeschwindigkeit zu etwa 25 m/s berechnet und beträgt somit ca. 68% der zeitlich gemittelten Bemessungswindgeschwindigkeit.

Die Messergebnisse können aufgrund der Abhängigkeit von der Reynoldszahl nicht direkt verwendet werden und müssen hinsichtlich der Übertragung auf die Naturverhältnisse mit Werten aus der Fachliteratur gegenübergestellt werden.

Messwerte Windkanalmodell	Ohne Außenfassade	Durchlässige Außenfassade	Geschlossene Außenfassade
Strouhalzahl St	St = 0.184	St = 0.194	St = 0.159
Bezugsbreite D	D = 20.8 m	D = 25 m	D = 25 m
$Re(v_{krit})$ (im Windkanal)	1.75×10^4	2.30×10^4	2.70×10^4
Am Modell gemessener lateraler Erregerkraftbeiwert c_{Lat} bei v_{krit}	0.42	0.20	0.16

Tabelle 3: Zusammenfassung der drei Varianten (Wacker Ingenieure GmbH September 2014)

Es ist zu erkennen, dass bei der geschlossenen Fassade die Strouhalzahl deutlich abnimmt. Die Strouhalzahl bei der Variante „Ohne Außenfassade“ und „Durchlässige Fassade“ entspricht in etwa dem eines Kreiszyylinder ($St = 0,18$), während die Strouhalzahl der Variante „Geschlossene Außenfassade“ tendenziell dem eines scharfkantigen Körpers entspricht (Sechseck: $St = 0,14 \sim 0,19$).

Ebenfalls lässt sich der günstig wirkende Einfluss der Außenfassade am Erregerkraftbeiwert erkennen. Der Erregerkraftbeiwert wird mit zunehmender Reynoldszahl und geringerer Strouhalzahl kleiner und die Belastung aus Wirbelerregung ist somit kleiner, jedoch nicht ganz auszuschließen.

Auf Basis der Ergebnisse der Windklimaanalyse entspricht die kritische Windgeschwindigkeit in 180 m Höhe einem 1-2 jährlichen Windereignis.

Für die weitere Berechnung wird empfohlen, neben der normalen Windbelastung die Windlasten aus den wirbelerregten Querschwingungen zu überlagern. Diese betragen 50% der ermittelten Windbelastung (vgl. Wacker Ingenieure GmbH September 2014, 46).

Des Weiteren wurden von den Wacker-Ingenieuren umfangreiche Untersuchungen und Ergebnisse für den Innendruck, lokale Windlasten für die Windlasten auf die Attika auf der Besucherplattform angegeben. Diese sollen jedoch nicht weiter Bestandteil dieser Arbeit sein, da die Berechnungen in dieser Arbeit nur den wesentlichen Standsicherheitsnachweis des Turms (Kreiszyinderschale aus Stahlbeton) beinhalten. Für weitere Informationen wird auf den Endbericht der Windkanalversuche der Wacker-Ingenieure verwiesen.

5.4 Beurteilung der Schwingungsanfälligkeit

Die aufgeführten Belastungen infolge wirbelerregter Querschwingungen im Endzustand überschreiten deutlich die 50-jährlichen Belastungswerte, wodurch der Resonanzfall als ein stand-sicherheitsrelevanter Nachweis für den Turm eingestuft wurde. Die im Hochbau üblicherweise zulässigen Horizontalbeschleunigungen werden in dieser Betrachtung ebenfalls deutlich überschritten, weshalb zu diesem Zeitpunkt ein Schwingungsdämpfer als notwendig erklärt wurde, um eine Rückstellung der Amplituden zu ermöglichen (vgl. Wacker Ingenieure GmbH September 2014).

Im Sinne der Gebrauchstauglichkeit sollten Bauwerke hinsichtlich ihrer Schwingungen bewertet werden. Dabei ist es die menschliche Gleichgewichtswahrnehmung und das Behaglichkeitsempfinden des Menschen, das Maßstäbe zur Beschleunigung setzt. In diesem Fall sollte sich auf dem höchsten Geschoss, der Aussichtsplattform, in einer Höhe von 232 m der Mensch nicht unwohl fühlen. Dabei gibt es Komfortkriterien, die eingehalten werden müssen. Solche Kriterien wurden u. a. von Chang (1967) zusammengestellt, beruhen wiederum auf Untersuchungen von Parks und Snyder (1961) (vgl. Wacker Ingenieure GmbH September 2014).

Beschleunigung a	Behaglichkeitseinstufung
$a < 0,5 \% g$	nicht wahrnehmbar, nicht spürbar
$0,5 \% g \leq a < 1,5 \% g$	Wahrnehmungsgrenze, spürbar
$1,5 \% g \leq a < 5 \% g$	störend, lästig
$5 \% g \leq a < 15 \% g$	sehr störend, sehr lästig
$a \geq 15 \% g$	unerträglich, unzulässig

Tabelle 4: Behaglichkeitsempfinden von Menschen in Abhängigkeit der horizontalen Beschleunigung (Wacker Ingenieure GmbH September 2014)

Beschleunigungen werden demnach erst ab ca. 0,5% bis 1% der Erdbeschleunigung ($g = 9,81 \text{ m}^2/\text{s}$) wahrgenommen und schon ab etwa 1,5% der Erdbeschleunigung als störend empfunden.

Des Weiteren hängt die Beurteilung des Komforts von der Auftretenshäufigkeit solcher störenden Gebäudebewegungen ab. Um nun die Häufigkeit der Beschleunigungsereignisse ableiten zu können, müssen die Bewegungen auf Basis der Windstatistik berechnet werden. Dazu ist es üblich Windgeschwindigkeiten mit geringerer Wiederkehrperiode zu betrachten (Wacker Ingenieure GmbH September 2014).

Die ISO-10137 gibt weitere zulässige Werte basierend auf Gebäudefunktionen an, die die subjektiven Wahrnehmungen der Menschen berücksichtigen.

Nutzung	Zulässige Grenzwerte
Bürogebäude	2.0 – 2.5 % g
Hotel	1.5 – 2.0 % g
Wohngebäude	1.0 – 1.5 (bis 1.8) % g

Tabelle 5: Allgemeingültige Grenzwerte der Beschleunigung (Wacker Ingenieure GmbH September 2014)

Daraus ergeben sich für den Turm folgende Grenzwerte für Horizontalbeschleunigungen für den 1-Jahreswind:

Nutzung	Zulässige Grenzwerte
Bürogebäude	1.30 % g
Wohngebäude	0.90 % g

Tabelle 6: Zulässige Grenzwerte für den Testturm Rottweil (Wacker Ingenieure GmbH September 2014)

In Tabelle 7 sind die ermittelten Spitzenbeschleunigungen auf Höhe der Aussichtsplattform (232 m) für verschiedene Wiederkehrperioden angegeben. Darin sind sowohl die Beschleunigungskomponenten in Windrichtung sowie quer zur Windrichtung enthalten. Zu erkennen ist, dass der maßgebende Fall für die Beurteilung der Gebrauchstauglichkeit durch den Resonanzfall wirbelinduzierter Schwingungen bestimmt ist.

Errechnete Horizontalbeschleunigungen unter Windwirkung Besucherterrasse +231.5 m	
Resonanzfall (ca. 1-2 Jahreswind)	Beim 10-Jahreswind
12.0 %-g	9.5 %-g

Tabelle 7: Horizontalbeschleunigungen beim Testturm Rottweil (Wacker Ingenieure GmbH September 2014)

Die zulässigen Werte werden im Resonanzfall deutlich überschritten, weshalb als konstruktive Gegenmaßnahme ein Schwingungsdämpfer angeordnet wurde. Dieser soll primär zur Rückstellung der Amplituden sowie zur Gewährleistung eines angemessenen Aufenthaltskomforts dienen. Ferner hieß es, dass die Leistungsfähigkeit des Tilgers mit einer Fachfirma abzustimmen sei. Um die Büronutzung mit einer zulässigen Horizontalbeschleunigung von 1,3% der Erdbeschleunigung verwirklichen zu können, müsste durch den Schwingungsdämpfer eine Rückstellung der Amplitude auf etwa 8 cm gewährleistet sein (vgl. Wacker Ingenieure GmbH September 2014).

6 Ermittlung vertikaler Einwirkungen

6.1 Eigenlast

6.1.1 Turmschaft

- Abschnitt 0 – 115 m (Querschnitt 1):

$$\text{Querschnittsfläche: } A = 54,666 \text{ m}^2$$

$$\text{Wichte Stahlbeton: } \gamma = 25 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Eigengewicht: } g_{k,1} = 54,666 \text{ m}^2 \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = \mathbf{1366,7 \text{ kN/m}}$$

- Abschnitt 115 – 232 m (Querschnitt 2):

$$\text{Querschnittsfläche: } A = 33,944 \text{ m}^2$$

$$\text{Eigengewicht: } g_{k,2} = 33,944 \text{ m}^2 \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = \mathbf{848,6 \text{ kN/m}}$$

- Abschnitt 232 – 246 m (Querschnitt 3):

$$\text{Querschnittsfläche: } A = 7,229 \text{ m}^2$$

$$\text{Eigengewicht: } g_{k,3} = 7,229 \text{ m}^2 \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = \mathbf{180,73 \text{ kN/m}}$$

6.1.2 Decken und Flure

- Dach der Turmspitze:

$$A = (9,412 \text{ m} - 3,25 \text{ m}) \cdot 7 \text{ m} = 43,155 \text{ m}^2$$

$$G_k = 43,155 \text{ m}^2 \cdot 0,25 \text{ m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = \mathbf{269,72 \text{ kN}}$$

- Aussichtsplattform:

$$A = \pi \cdot 10,15^2 - 43,155 = 280,49 \text{ m}^2$$

$$G_k = 280,49 \text{ m}^2 \cdot 0,4 \text{ m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = \mathbf{2804,9 \text{ kN}}$$

- Halbkreisdecken:

$$A = \frac{1}{2} \cdot \pi \cdot 10,15^2 = 161,83 \text{ m}^2$$

$$G_k = 161,83 \text{ m}^2 \cdot 0,4 \text{ m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = \mathbf{1618,3 \text{ kN}}$$

Insgesamt 10 Stück:

$$G_{k,ges} = 10 \cdot 1618,3 \text{ kN} = \mathbf{16.183 \text{ kN}}$$

- Flure:

$$A = 83,43 \text{ m}^2$$

$$G_k = 83,43 \text{ m}^2 \cdot 0,4 \text{ m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 834,3 \text{ kN}$$

Anzahl der Geschosse: $n = 28$

Als Streckenlast auf gesamte Höhe verschmiert:

$$g_k = \frac{834,3 \text{ kN} \cdot 28}{246 \text{ m}} = \mathbf{94,96 \text{ kN/m}}$$

6.1.3 Ausbaulasten

Die Ausbaulast wird auf allen Ebenen mit einem Wert von $1,5 \text{ kN/m}^2$ angenommen.

Bei 9 Halbkreisdecken insgesamt:

$$G_k = 9 \cdot 1,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 161,83 \text{ m}^2 = 2184,7 \text{ kN}$$

6.1.4 Fassade

Das Eigengewicht der Stahlkonstruktion wird mit 1 Tonne pro Meter angenommen.

Das PTFE-beschichtete Glasfasergewebe wird mit einem Referenzwert der Firma Kastilo angenommen. Dabei wird mit einer Maschenweite von $4 \times 4 \text{ mm}$ über die gesamte Turmhöhe gerechnet.

PTFE Glasgewebe für Textile Architektur

Artikel Nr.	Gewicht [g/m ²]	Dicke [mm]	Zugfestigkeit in Kettrichtung [N/cm]	PTFE Beschichtungsgehalt	Information
4325 AL	970	0.75	860	56	Maschenöffnung ca. 1x1 mm, beidseitig 0,1 mm mod. PTFE
4373 AL	1100	0.8	900	57	Maschenöffnung ca. 4x3 mm, beidseitig 0,1 mm mod. PTFE
4385 AL	900	0.98	420	65	Maschenöffnung ca. 4x4 mm, beidseitig 0,1 mm mod. PTFE
4390 AL	1040	1.25		64	Maschenöffnung ca. 6x6 mm, beidseitig 0,1 mm mod. PTFE

Artikel A385 AL: 900 g/m²

(vgl. Kastilo Technische Gewebe GmbH 2025)

Gesamtfläche des Gewebes: 17.000 m²

Gesamtgewicht des Gewebes: $G_k = 0,9 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \cdot 17.000 \text{ m}^2 = 15.300 \text{ kg} = 153 \text{ kN}$

Verschmiert als Streckenlast (2D): $g_k = \frac{153 \text{ kN}}{246 \text{ m}} = 0,62 \text{ kN/m}$

Gesamtgewicht als Streckenlast (2D): $g_k = 10 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 0,62 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 10,62 \text{ kN/m}$

Als Flächenlast auf Kreiszyylinder (3D): $g_k = \frac{10,62 \text{ kN/m}}{\pi \cdot 20,8 \text{ m}} = 0,163 \text{ kN/m}^2$

6.1.5 Pendel

Die Masse des Pendels beträgt 240 Tonnen, dies entspricht 2400 kN.

Im 3D-Modell wird die Last als Flächenlast auf die jeweilige Decke ($z = 200 \text{ m}$) angesetzt:

$$g_{k,Pendel} = \frac{2400 \text{ kN}}{161,83 \text{ m}^2} = 14,83 \text{ kN/m}^2$$

6.2 Nutzlast

Die Nutzlasten werden hier vereinfacht nur in den jeweiligen Geschossen auf eine Halbkreisfläche angesetzt.

Für Büroräume wird nach DIN EN 1991 eine Nutzlast von $q_k = 2,0 \text{ kN/m}^2$ angesetzt.

Halbkreisfläche: $A = \frac{1}{2} \cdot \pi \cdot 10,15^2 = 161,8 \text{ m}^2$

Die Besucherplattform wird mit einer Nutzlast von $q_k = 5,0 \text{ kN/m}^2$ angesetzt (Menschenansammlung).

Fläche der Besucherplattform: $A = 280,49 \text{ m}^2$

6.3 Aufzuglasten

Die Aufzuglasten werden als statische Nutzlasten betrachtet. Im 3D-Modell werden sie nicht weiter betrachtet, im 2D-Modell werden sie vereinfacht als Einzellast an der Spitze angesetzt.

Als Referenzwert wird das TWIN-Aufzugssystem von TK Elevator verwendet.

Maximale Kapazität: $1800 \text{ kg} = 1,8 \text{ t}$

Annahme für das Eigengewicht: $1,5 \text{ t}$

Gewicht je Aufzug: $Q_k = 15 \text{ kN} + 18 \text{ kN} = 33 \text{ kN}$

Gesamtgewicht bei 12 Aufzügen: $Q_{k,ges} = 33 \text{ kN} \cdot 12 = 396 \text{ kN}$

6.4 Schneelasten

Der Standort Rottweil befindet sich nach DIN EN 1991-1 in der Schneelastzone 2. Die Norm kann bis zu einer Höhe von 1500 m ü. NN angewendet werden. Sie ist also für den Standort Rottweil, Berner Feld (~ 600 m ü. NN) zulässig (vgl. topographic-map.com 2025).

Charakteristischer Wert der Schneelast auf dem Boden in der Schneelastzone 2:

$$s_k = 0,25 + 1,91 \cdot \left(\frac{A + 140}{760} \right)^2 \geq 0,85$$

(vgl. Schneider 2020, 3.53)

$$s_k = 0,25 + 1,91 \cdot \left(\frac{600 + 140}{760} \right)^2 = 2,1 \frac{kN}{m^2} \geq 0,85 \text{ kN/m}^2$$

Schneelast auf dem Dach für ständige und vorübergehende Bemessungssituationen:

$$s = \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k$$

Der Formbeiwert $\mu_1(\alpha)$ beträgt in diesem Fall für ein Flachdach mit geringer Neigung 0,8.

Gemäß NA ist für den Umgebungskoeffizienten C_e und für Temperaturkoeffizienten C_t jeweils der Wert 1,0 anzusetzen (vgl. Schneider 2020, 3.54-3.55).

$$s = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 2,1 \frac{kN}{m^2} = 1,68 \text{ kN/m}^2$$

Für die Berechnung im 2D-Modell wird die Schneelast als Einzellast an der Turmspitze angesetzt:

$$S_k = 1,68 \frac{kN}{m^2} \cdot \pi \cdot 10,15^2 = 543,7 \text{ kN}$$

7 Statisches System und Händische Berechnung

Hierbei wird ausdrücklich erwähnt, dass die folgenden Berechnungen ausschließlich das Stahlbetonrohr ab der Einspannebene thematisieren. Dabei werden Aussparungen und Durchbrüche, Attika und sonstige Detailbereiche nicht miteinbezogen. Es werden keine geotechnischen Nachweise und Nachweise der Einspannung im Baugrund thematisiert. Ebenfalls werden die Schächte, Decken, sonstige Innenbauteile und Detailnachweise nicht behandelt. Der Einfluss des Schwingungsdämpfers ist ebenfalls nicht Bestandteil dieser Arbeit und wird dementsprechend im weiteren Verlauf, bis auf sein Gewicht, nicht mitberücksichtigt. Untersuchungen bzgl. Brandschutz und Rissbreitenbeschränkung werden in dieser Arbeit ebenfalls außen vorgelassen.

Der Turm wird als ein 246 m langer, vertikal stehender Kragarm betrachtet, das am Fußpunkt (Geländehöhe) im Boden eingespannt ist. Die Auflagerkräfte und Schnittgrößen lassen sich an diesem statisch bestimmten System unkompliziert berechnen.

Betrachtet wird bei der händischen Berechnung eine ungünstige Lastkombination, bei der nur das 1,0-fache Eigengewicht und die 1,5-fache Windlast angesetzt wird.

Belastung:

- Eigenlasten: (siehe Kapitel 6)

$$g_k (0 - 115 \text{ m}) = 1366,7 \text{ kN/m}$$

$$g_k (115 - 232 \text{ m}) = 848,6 \text{ kN/m}$$

$$g_k (232 - 246 \text{ m}) = 180,73 \text{ kN/m}$$

$$g_k (\text{Flure}) = 94,96 \text{ kN/m}$$

$$g_k (\text{Fassade}) = 10,62 \text{ kN/m}$$

$$G_k (\text{Halbkreisdecken}) = 16.183 \text{ kN}$$

$$G_k (\text{Aussichtsplattform}) = 2804,9 \text{ kN}$$

$$G_k (\text{Dach Turmspitze}) = 269,72 \text{ kN}$$

$$G_k (\text{Pendel}) = 2400 \text{ kN}$$

$$G_k (\text{Ausbaulasten}) = 2184,7 \text{ kN}$$

- Windlasten: (siehe Kapitel 5)

Resultierende aus Wind und Querschwingungen:

$$w_{k1} = \sqrt{22,8^2 + 11,4^2} = 25,5 \text{ kN/m}$$

$$w_{k2} = \sqrt{38,4^2 + 19,2^2} = 42,9 \text{ kN/m}$$

$$w_{d1} = 1,5 \cdot 25,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 38,25 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$w_{d2} = 1,5 \cdot 42,9 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 64,35 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Statisches System mit Belastung:

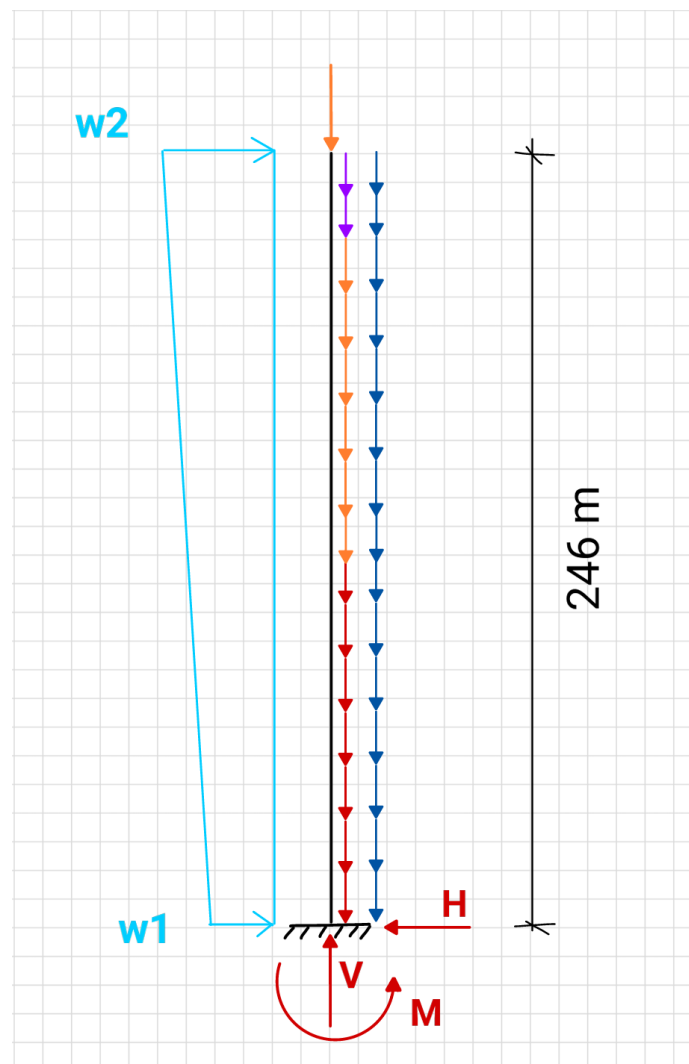


Abbildung 11: Statisches System

Auflagerkräfte und Schnittgrößen an der Einspannung:

$$V = 1366,7 \cdot 115 + 848,6 \cdot 117 + 180,73 \cdot 14 + 94,96 \cdot 246 + 10,62 \cdot 246 + 16183 + 2804,9 + 269,72 + 2184,7 + 2400$$

$$V = 308.802 \text{ kN}$$

Unterteilung der Windlast in ein Rechteck und ein Dreieck:

$$\Delta w = 64,35 - 38,25 = 26,1$$

$$H = 38,25 \cdot 246 + \frac{1}{2} \cdot 26,1 \cdot 246$$

$$H = 12.620 \text{ kN}$$

$$M = 38,25 \cdot \frac{246^2}{2} + \frac{1}{2} \cdot 26,1 \cdot 246 \cdot \frac{2}{3} \cdot 246$$

$$M = 1.683.858 \text{ kNm}$$

Kontrolle der Klaffende Fuge:

Um herauszufinden, ob der Turm an der Einspannebene vollständig überdrückt ist, oder ob bereits Zugspannungen auftreten, muss überprüft werden, ob sich die vorhandene Exzentrizität noch innerhalb der 1. Kernweite befindet.

1. Kernweite (kreisförmig): $\frac{W}{A}$ mit $W = \frac{I}{z}$

Betrachtet werden die Querschnittswerte des Kreisringquerschnitts (siehe Kapitel 8)

Mit: $A_{\text{Kreisring}} = 25,64 \text{ m}^2$

$$I = 1334,07 \text{ m}^4$$

$$1. \text{ KW} = \frac{\frac{1334,07 \text{ m}^4}{10,4 \text{ m}}}{25,64 \text{ m}^2} = 5,00 \text{ m}$$

$$\text{Exzentrizität } e = \frac{M}{N}$$

$$e = \frac{1.683.858 \text{ kNm}}{308.802 \text{ kN}} = 5,45 \text{ m}$$

$$e = 5,45 \text{ m} > 1. \text{KW} = 5,00 \text{ m}$$

Die Exzentrizität ist größer als die 1. Kernweite, was bedeutet, dass der Querschnitt nicht vollständig überdrückt ist und in einem gewissen Bereich Zugkräfte auftreten.

8 2D-Modell

Vor der Erstellung eines dreidimensionalen Finite-Elemente-Modells wurde zunächst ein vereinfachtes zweidimensionales Stabwerk-Modell betrachtet. Das statische System entspricht, wie bei der händischen Berechnung, einem Kragträger mit einer Gesamtlänge von 246 m. Dabei unterscheiden sich nur die Steifigkeiten in gewissen Bereichen. Abhängig sind diese von der Querschnittsfläche, den Flächenträgheitsmomenten und von der Betonfestigkeitsklasse.

Für die zweidimensionale Modellierung und Berechnung wurde die Stabwerk-Software RSTAB 9 der Firma Dlubal Software GmbH verwendet.

Hierzu wurde das 2D-Modell des Turms mit 5 Stäben modelliert. Die Stäbe wurden als Stabtyp „Steifigkeit“ definiert. Dieser Stabtyp ermöglicht es, die Querschnitts- und Steifigkeitswerte individuell zu definieren. Um das im Modell umsetzen zu können, wurden die Querschnittswerte der einzelnen Turmbereiche händisch berechnet. In den folgenden Berechnungen dieser Arbeit werden in Anlehnung an den Abbildungen 3-5 (siehe Kapitel 3) vereinfacht drei Querschnitte festgelegt, wobei die Anordnung und Maße der Innenwände nicht exakt der Realität entsprechen, sondern angenommen und vereinfacht wurden. Folgende Querschnitte wurden betrachtet:

Querschnitt 1:

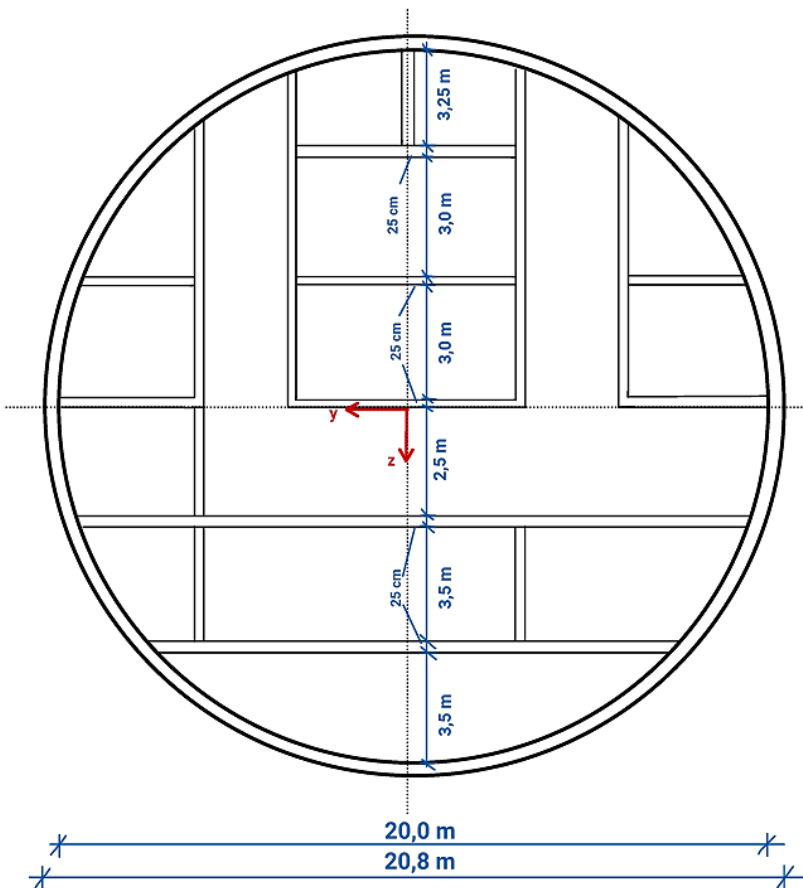
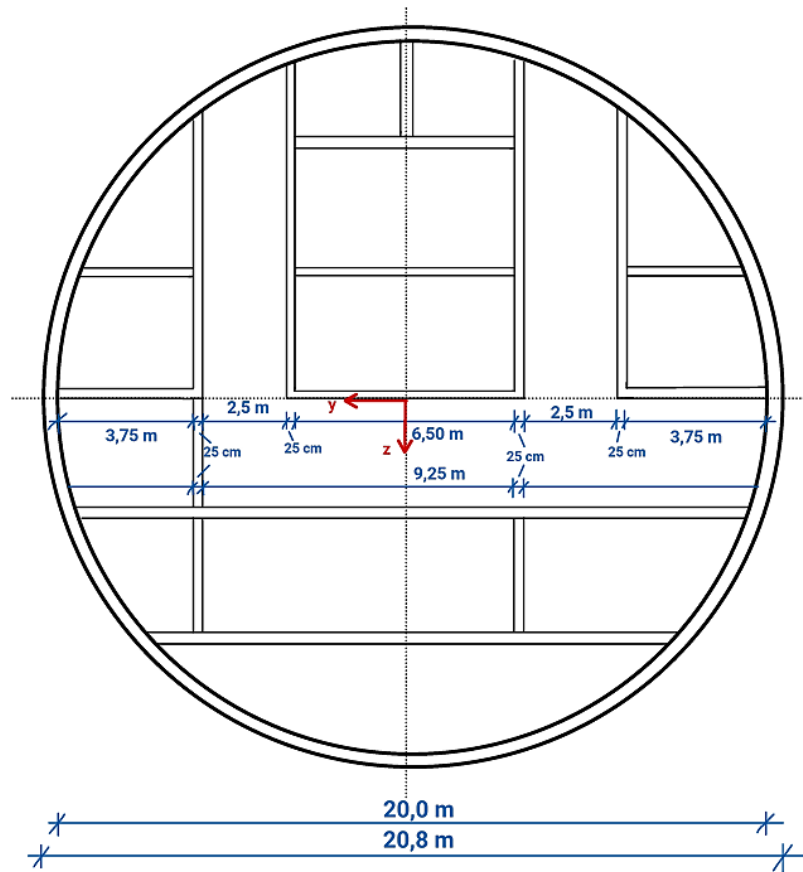
- Von 0 – 115 m
- Alle 12 Aufzugsschächte vorhanden
- Dicke des Kreisrings: 40 cm
- Dicke der Innenwände: 25 cm

Querschnittswerte des Haupttragelements (Kreiszyinderschale):

- Querschnittsfläche: $A_{Kr} = \pi \cdot (10,4^2 - 10,0^2) = 25,64 \text{ m}^2$
- Flächenträgheitsmoment: $I_y = I_z = \frac{\pi}{4} \cdot (10,4^4 - 10,0^4) = 1334,07 \text{ m}^4$

Querschnittswerte des Gesamtquerschnitts:

- Gesamte Querschnittsfläche: $A_{ges} = 54,666 \text{ m}^2$
- Flächenträgheitsmoment um die y-Achse: $I_y = 1943,1684 \text{ m}^4$
- Flächenträgheitsmoment um die z-Achse: $I_z = 2072,5809 \text{ m}^4$



Querschnitt 2:

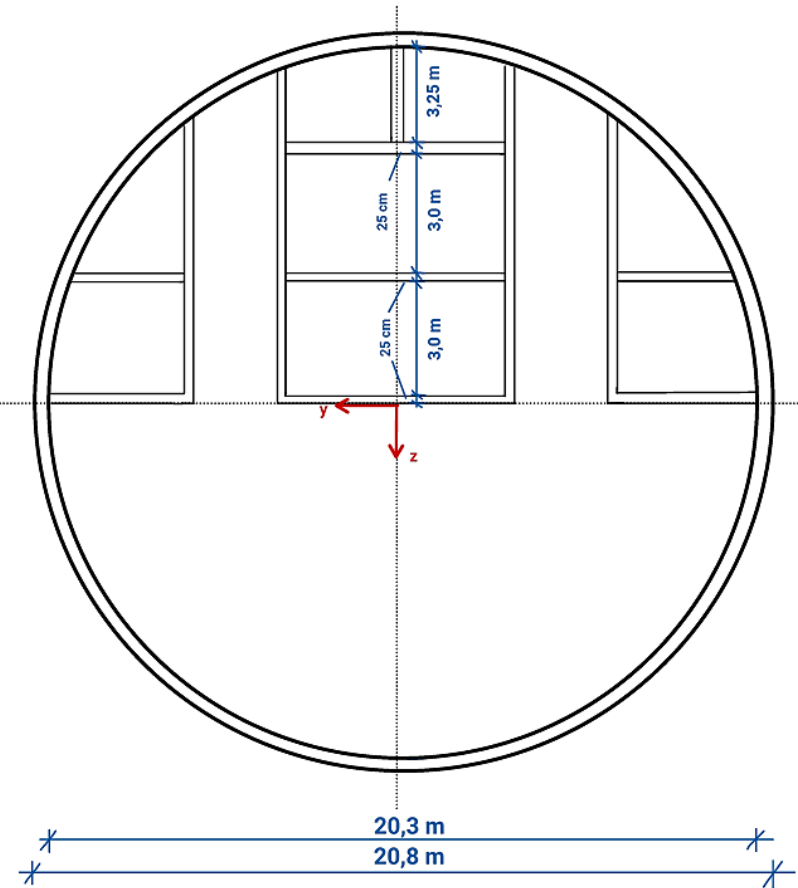
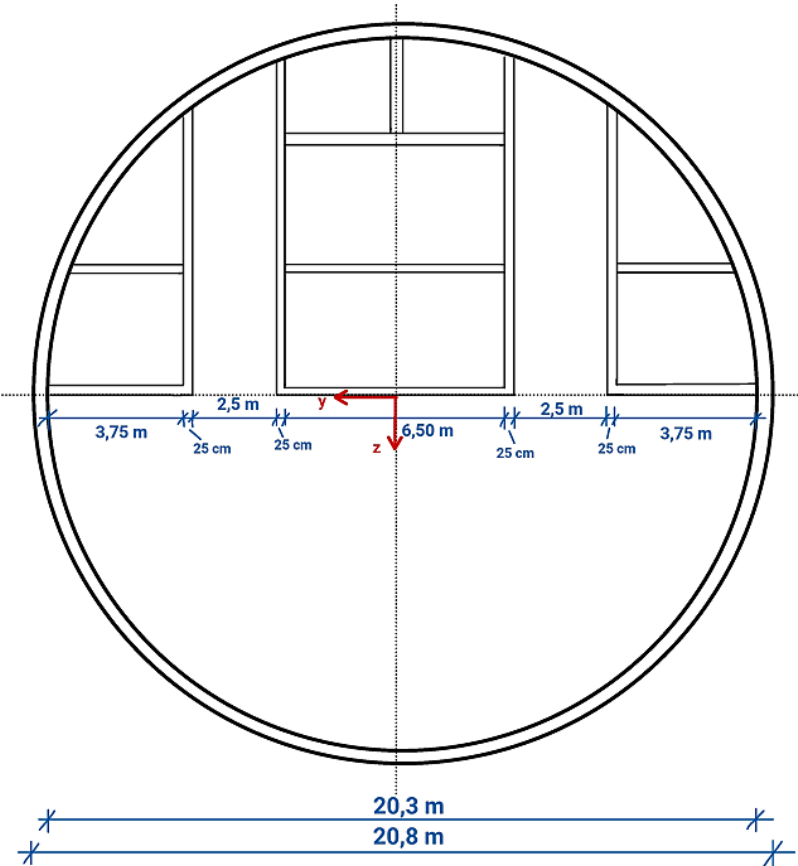
- Von 115 – 232 m
- Aufzugsschächte in der unteren Hälfte fallen weg
- Dicke des Kreisrings: 40 cm
- Dicke der Innenwände: 25 cm

Querschnittswerte des Haupttragelements (Kreiszyinderschale):

- Querschnittsfläche: $A_{Kr} = \pi \cdot (10,4^2 - 10,15^2) = 16,14 \text{ m}^2$
- Flächenträgheitsmoment: $I_y = I_z = \frac{\pi}{4} \cdot (10,4^4 - 10,15^4) = 852,118 \text{ m}^4$

Querschnittswerte des Gesamtquerschnitts:

- Gesamte Querschnittsfläche: $A_{ges} = 33,944 \text{ m}^2$
- Flächenträgheitsmoment um die y-Achse: $I_y = 1076,2102 \text{ m}^4$
- Flächenträgheitsmoment um die z-Achse: $I_z = 1078,6101 \text{ m}^4$

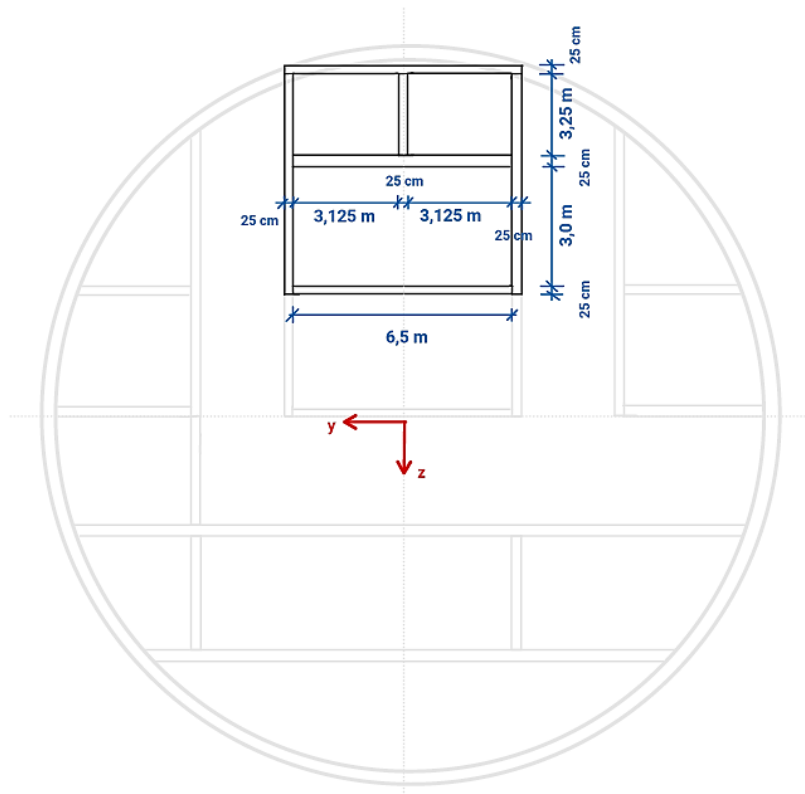


Querschnitt 3:

- Von 232 – 246 m
- Turmspitze
- Dicke aller Wände: 25 cm
- Die gekrümmte Außenwand wurde hier vereinfacht gerade betrachtet

Querschnittswerte:

- Gesamte Querschnittsfläche: $A_{ges} = 8,895 \text{ m}^2$
- Flächenträgheitsmoment um die y-Achse: $I_y = 91,4292 \text{ m}^4$
- Flächenträgheitsmoment um die z-Achse: $I_z = 53,7148 \text{ m}^4$



Aufgrund des Umfangs der Berechnungen der Querschnittswerte sind in dieser Arbeit nur die Endergebnisse zur weiterführenden Verwendung angegeben. Die Berechnungen sind in einem separaten Dokument aufgeführt.

Im Programm wurde der Turm repräsentativ mit 5 Stäben modelliert. Im Folgenden werden die einzelnen Stäbe mit ihren Eigenschaften aufgeführt:

Stab 1

- 0 – 80 m
- Querschnitt 1
- C50/60

$$E = 37.000 \text{ MN/m}^2$$

$$EI_y = 37.000 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2} \cdot 1943,1684 \text{ m}^4 = 71.897.230,8 \text{ MNm}^2$$

$$EI_z = 37.000 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2} \cdot 2072,5809 \text{ m}^4 = 76.685.493,3 \text{ MNm}^2$$

$$EA = 37.000 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2} \cdot 54,666 \text{ m}^2 = 2.022.642 \text{ MN}$$

Stab 2

- 80 – 115 m
- Querschnitt 1
- C40/50

$$E = 35.000 \text{ MN/m}^2$$

$$EI_y = 35.000 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2} \cdot 1943,1684 \text{ m}^4 = 68.010.894 \text{ MNm}^2$$

$$EI_z = 35.000 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2} \cdot 2072,5809 \text{ m}^4 = 72.540.331,5 \text{ MNm}^2$$

$$EA = 35.000 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2} \cdot 54,666 \text{ m}^2 = 1.913.310 \text{ MN}$$

Stab 3

- 115 – 130 m
- Querschnitt 2
- C40/50

$$E = 35.000 \text{ MN/m}^2$$

$$EI_y = 35.000 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2} \cdot 1076,2102 \text{ m}^4 = 37.667.357 \text{ MNm}^2$$

$$EI_z = 35.000 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2} \cdot 1078,6101 \text{ m}^4 = 37.751.353,5 \text{ MNm}^2$$

$$EA = 35.000 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2} \cdot 33,944 \text{ m}^2 = 1.188.040 \text{ MN}$$

Stab 4

- 130 – 232 m
- Querschnitt 2
- C30/37

$$E = 33.000 \text{ MN/m}^2$$

$$EI_y = 33.000 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2} \cdot 1076,2102 \text{ m}^4 = 35.514.936,6 \text{ MNm}^2$$

$$EI_z = 33.000 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2} \cdot 1078,6101 \text{ m}^4 = 35.594.133,3 \text{ MNm}^2$$

$$EA = 33.000 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2} \cdot 33,944 \text{ m}^2 = 1.120.152 \text{ MN}$$

Stab 5

- 232 – 246 m
- Querschnitt 3
- C30/37

$$E = 33.000 \text{ MN/m}^2$$

$$EI_y = 33.000 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2} \cdot 91,4292 \text{ m}^4 = 3.017.163,6 \text{ MNm}^2$$

$$EI_z = 33.000 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2} \cdot 53,7148 \text{ m}^4 = 1.772.588,4 \text{ MNm}^2$$

$$EA = 33.000 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2} \cdot 8,895 \text{ m}^2 = 293.535 \text{ MN}$$

Lasten:

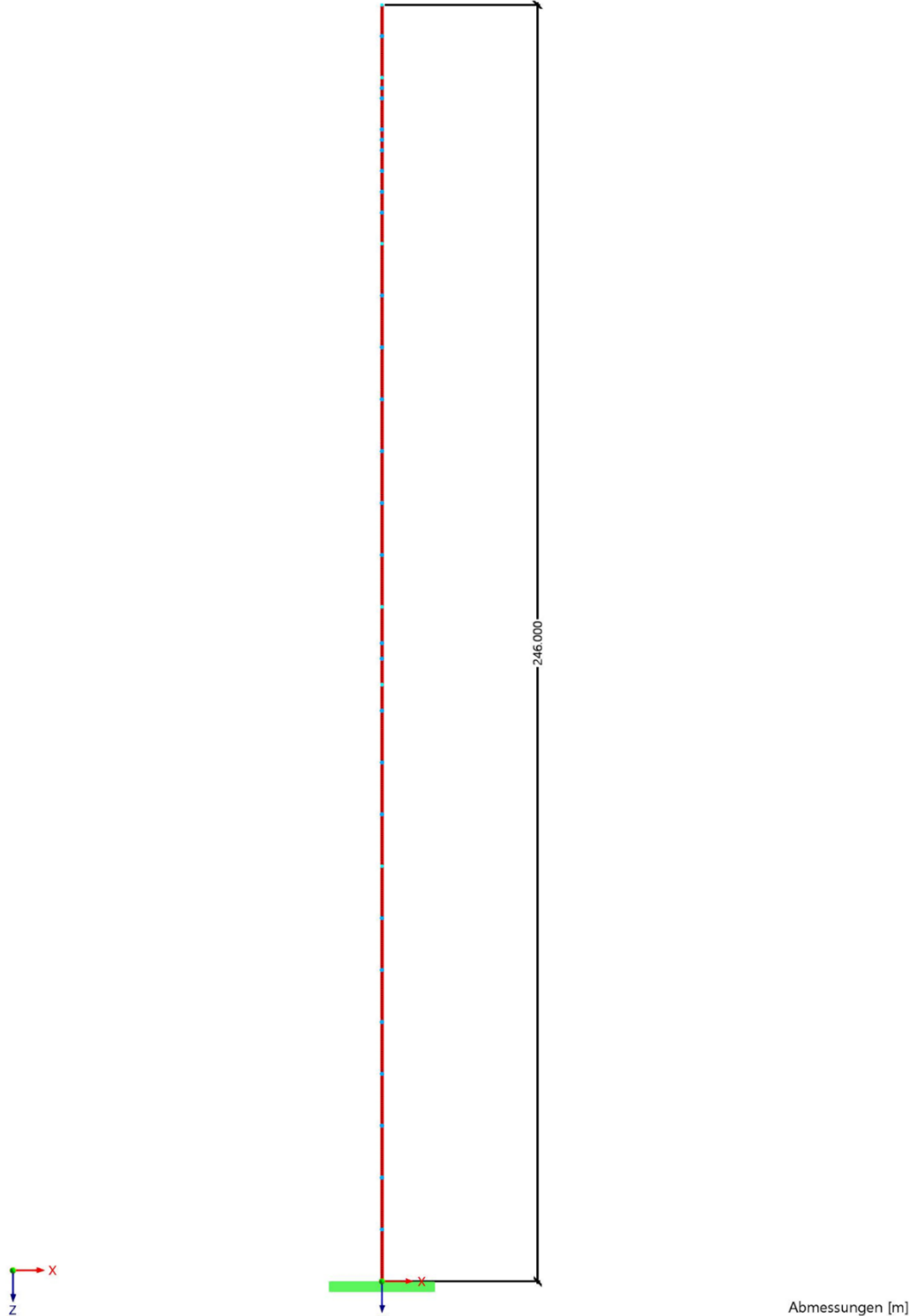
Die Windlast wird als Trapezlast modelliert, die Fassadenlast wird als Streckenlast auf den gesamten Stab angesetzt. Das Eigengewicht des Turmschafts wird programmintern ermittelt. Die Lasten aus den Geschossdecken werden verschmiert als Streckenlast auf die gesamte Höhe angesetzt. Das Gewicht der einzelnen Halbkreisdecken wird an den tatsächlichen Höhen angesetzt (vgl. Schnitt, Kapitel 9). Sämtliche anderen Lasten wie z. B. Schneelasten, Aufzuglasten etc. werden als Einzellast vereinfacht an der Spitze angesetzt. Die Nutzlasten der Büros und der Aussichtsplattform werden ebenfalls als Einzellasten angesetzt. Dabei wird die äquivalente Last von zwei Büroräumen auf einer Höhe von 115 m angesetzt, die Lasten der restlichen Büros, die sich im oberen Bereich befinden, werden in Summe auf einer Höhe von 200 m angesetzt. Auf dieser Höhe wird zudem noch die Last des Schwingungsdämpfers als Einzellast angesetzt.

Im Folgenden wird das 2D-Modell visuell dargestellt. Dabei werden beispielhaft die Ergebnisse der Lastkombinationen „Ungünstig“ und „Volllast“ abgebildet. Im Vergleich zum händisch berechneten Moment lässt sich erkennen, dass das Moment im Programm größer ist. Das liegt daran, dass die Berechnungen im Programm nach Theorie II. Ordnung durchgeführt wurden, das bedeutet, dass für den gesamten Stab Imperfektionen berücksichtigt worden sind. Dadurch entstehen für die Vertikalkräfte Hebelarme, was zu zusätzlichen Momenten führt.

Diese Schnittgrößen werden für die Bemessung nach der Plastizitätstheorie benötigt.

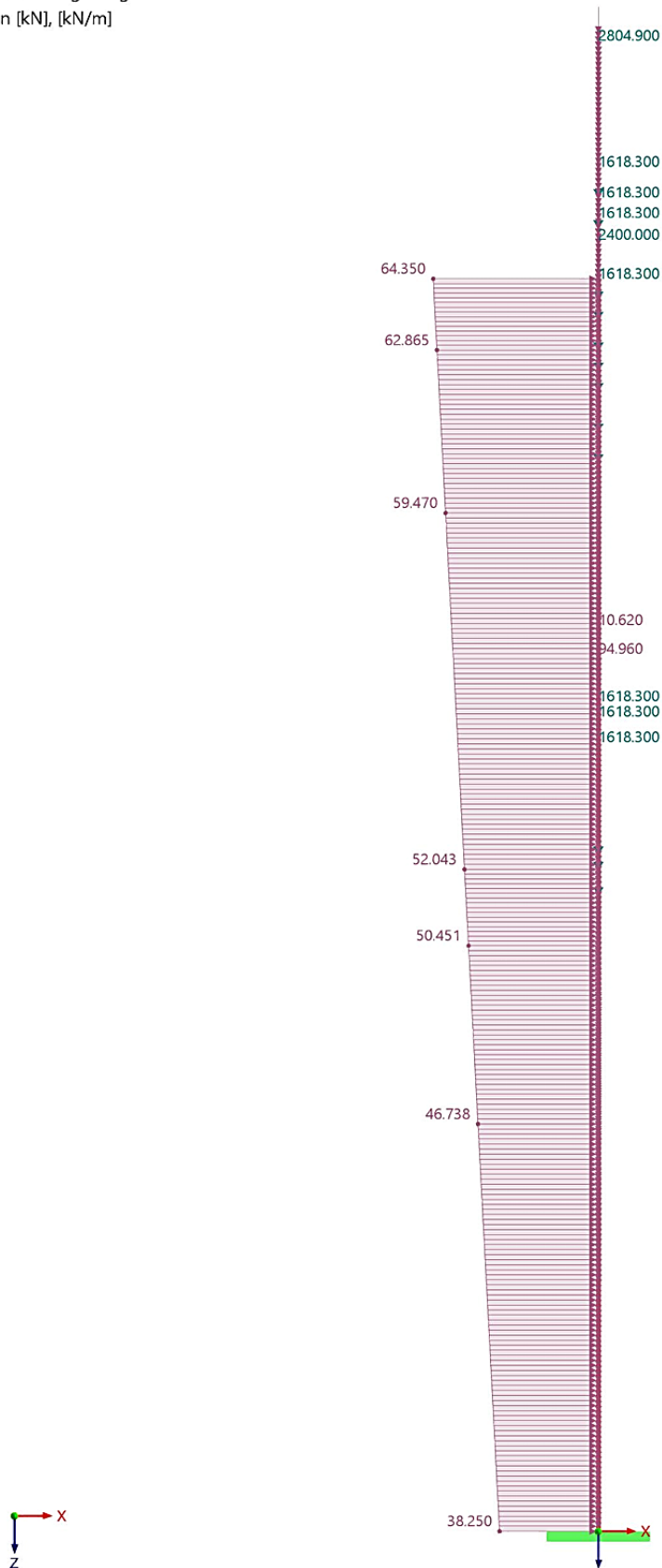
8.1 Ergebnisse - Schnittgrößen und Verformungen

Statisches System:



Lastkombination Ungünstig

LK384 - LK Ungünstig 2
Lasten [kN], [kN/m]

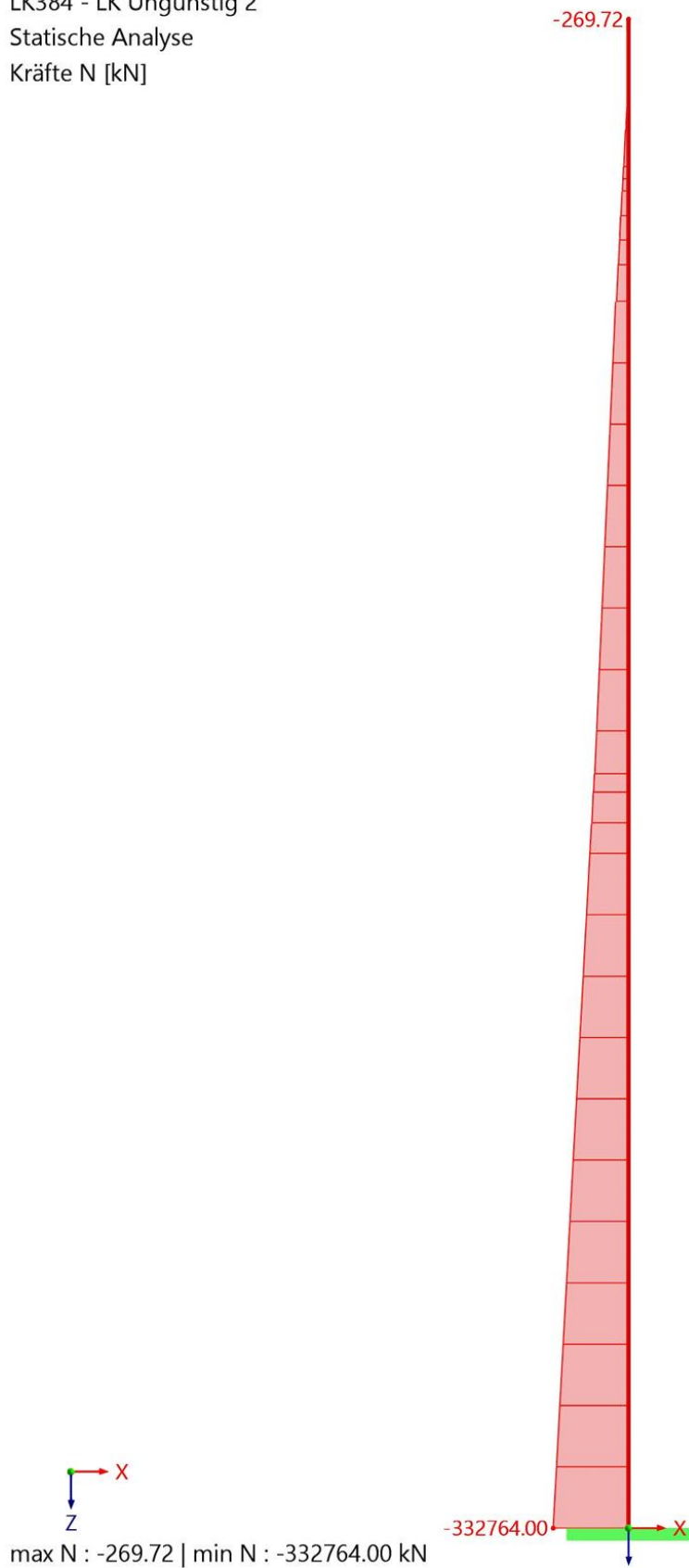


Normalkraftverlauf

LK384 - LK Ungünstig 2

Statische Analyse

Kräfte N [kN]

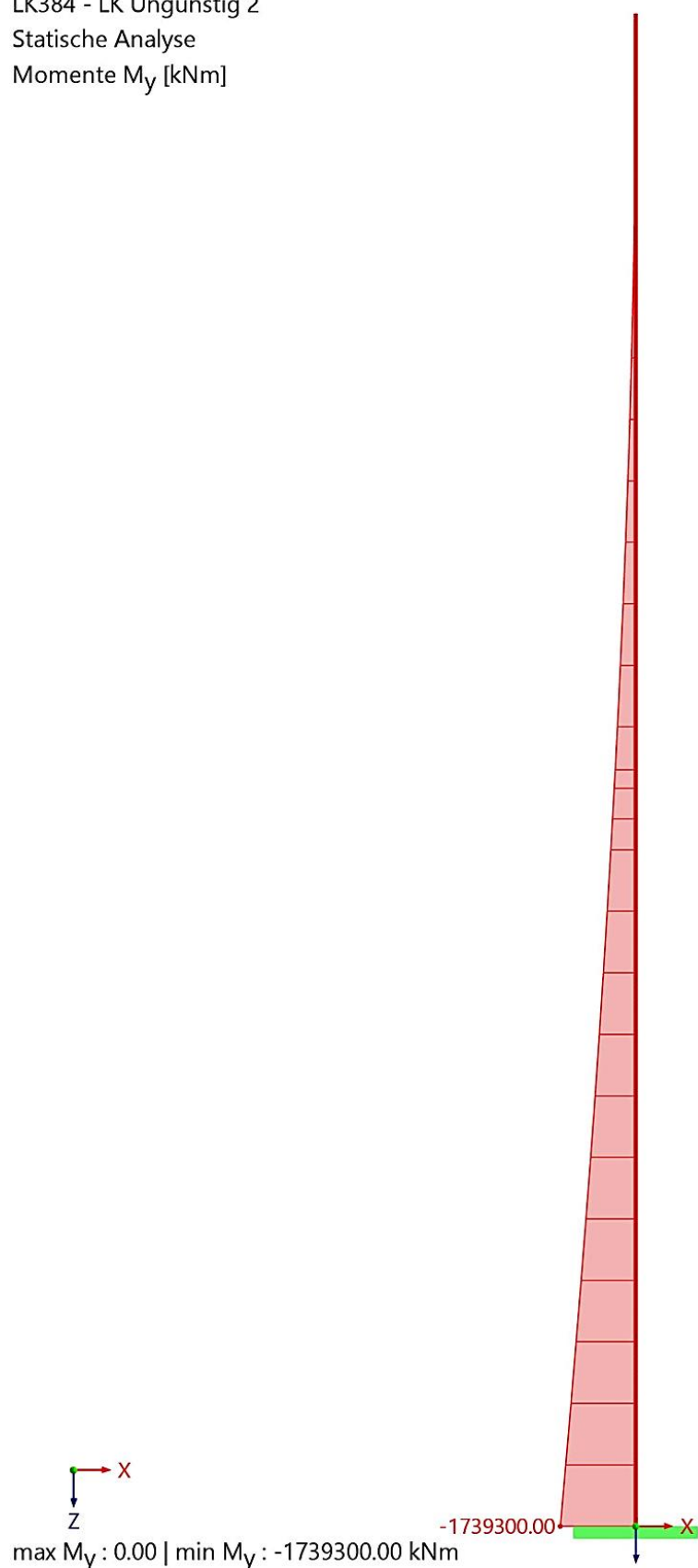


Momentenverlauf

LK384 - LK Ungünstig 2

Statische Analyse

Momente M_y [kNm]

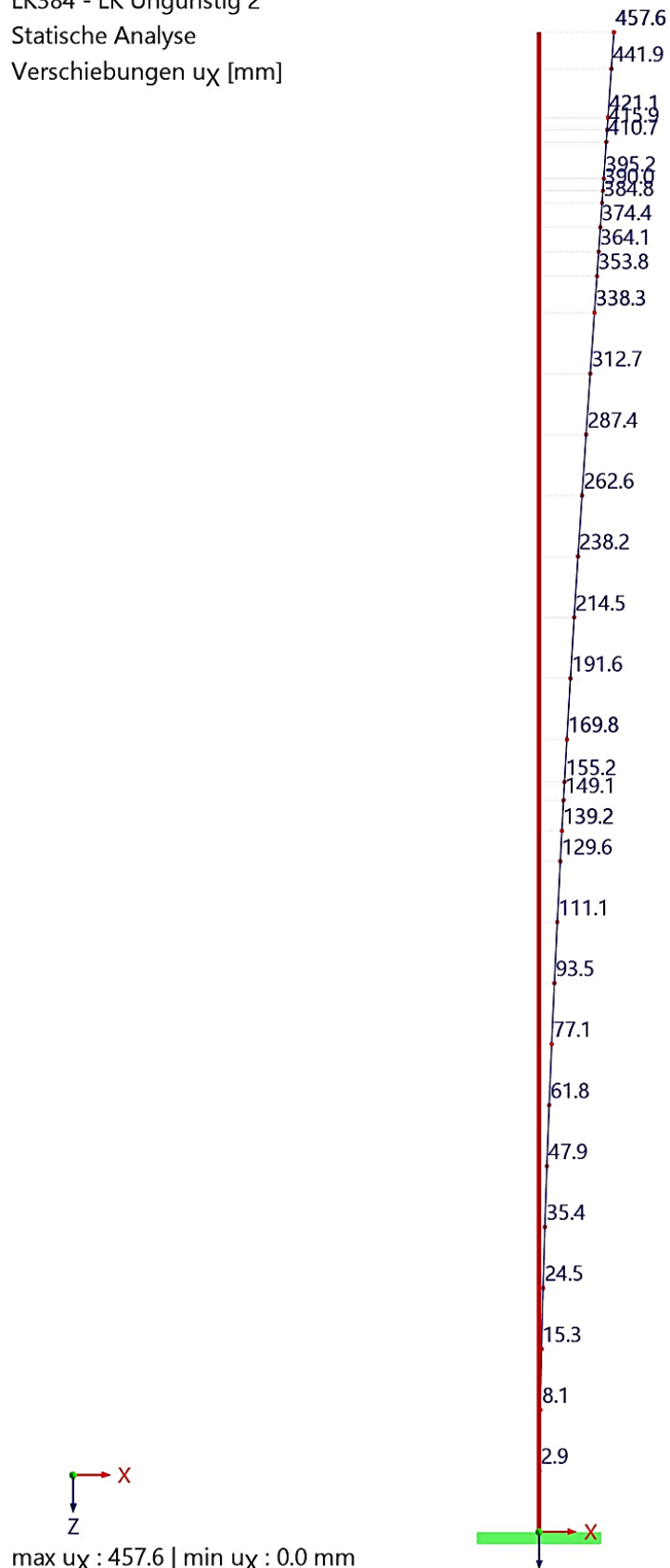


Verformungen

LK384 - LK Ungünstig 2

Statische Analyse

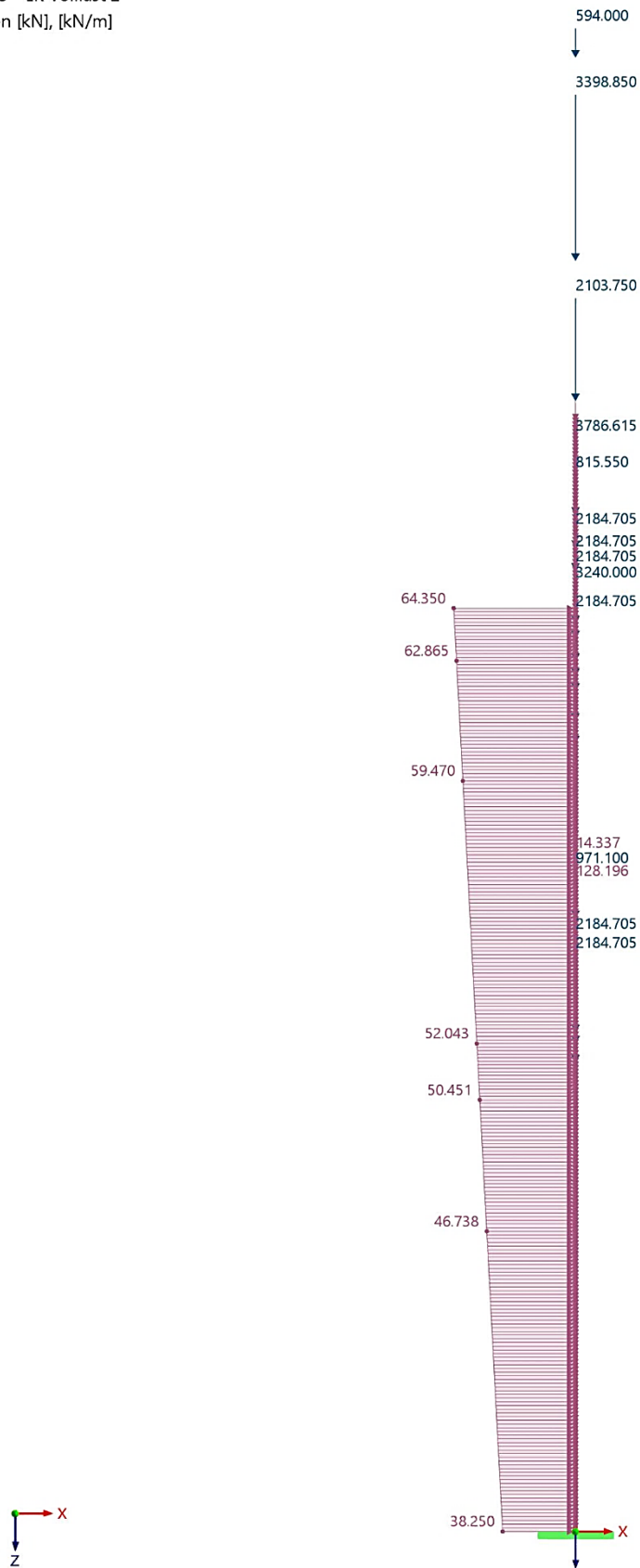
Verschiebungen u_x [mm]



max u_x : 457.6 | min u_x : 0.0 mm

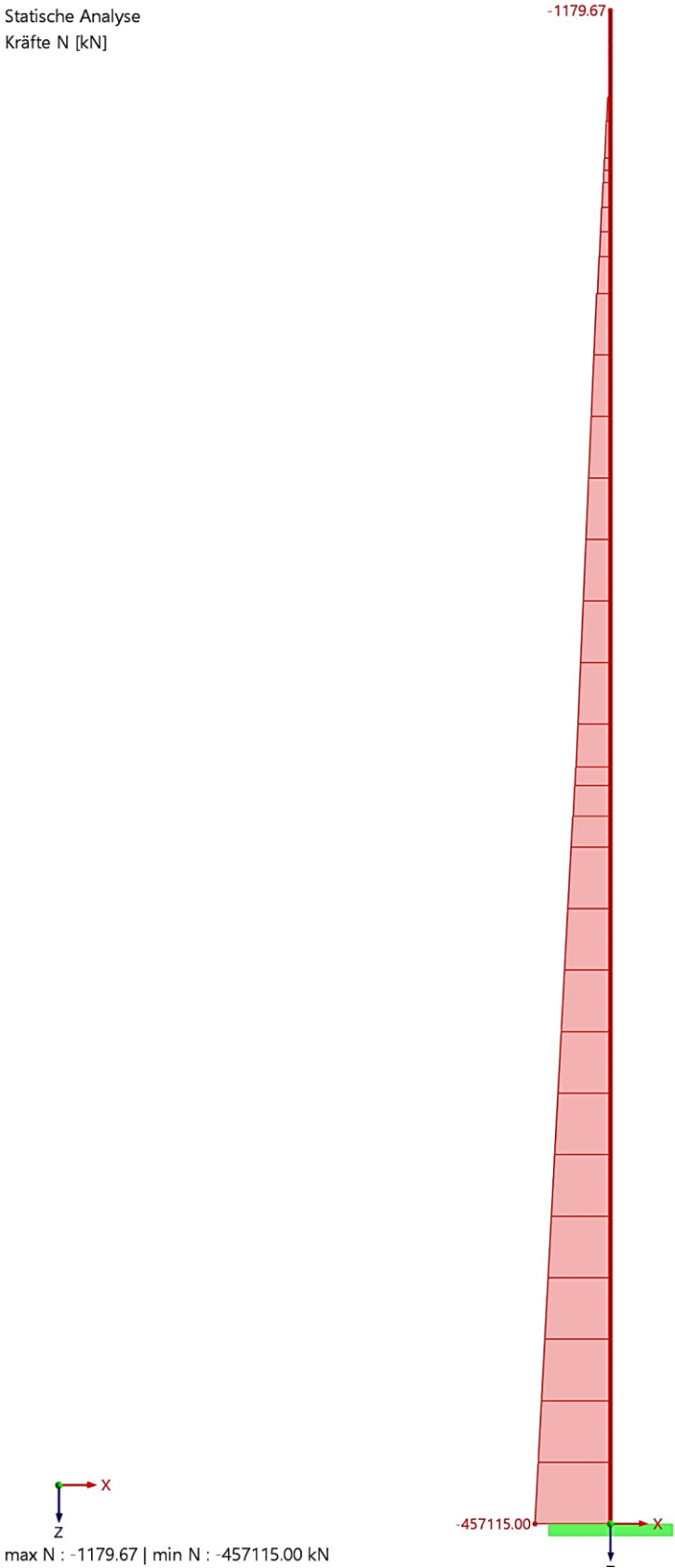
Lastkombination Volllast

LK385 - LK Volllast 2
Lasten [kN], [kN/m]



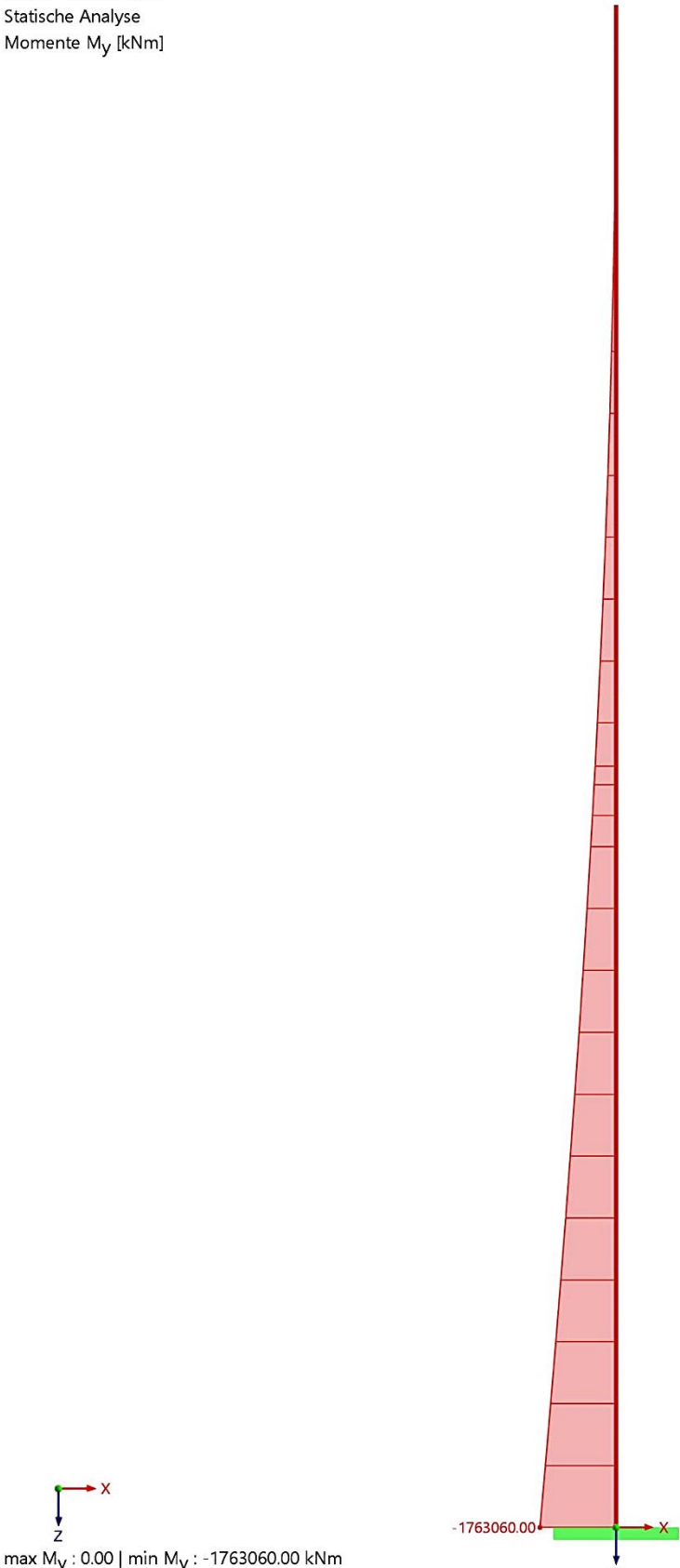
Normalkraftverlauf:

LK385 - LK Volllast 2
Statische Analyse
Kräfte N [kN]



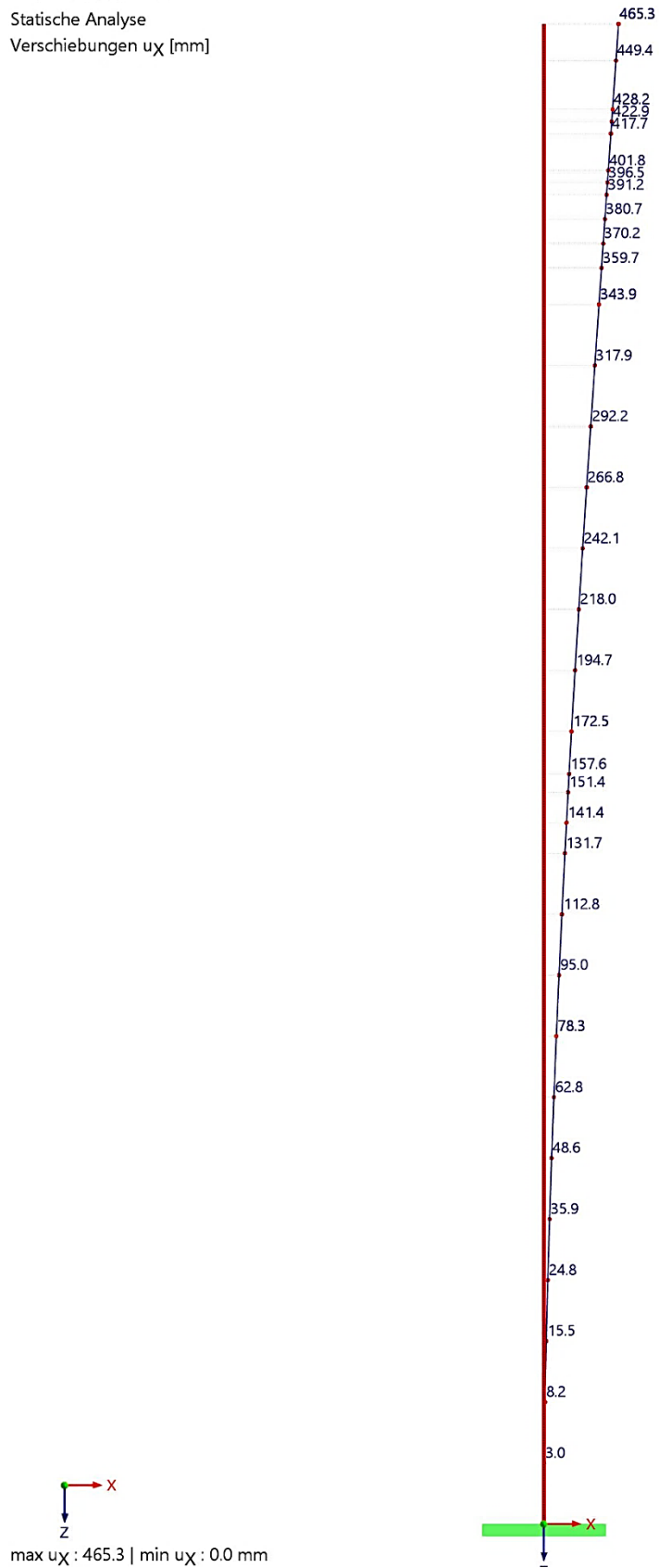
Momentenverlauf:

LK385 - LK Volllast 2
Statische Analyse
Momente M_y [kNm]



Verformungen:

LK385 - LK Volllast 2
Statische Analyse
Verschiebungen u_x [mm]



9 3D Finite-Elemente-Modell

Einen weiteren Bestandteil dieser Arbeit stellt das dreidimensionale Finite-Elemente-Modell dar. Das Modell wurde mit der FEM-Software RFEM 6 der Firma Dlubal Software GmbH erstellt.

Detaillierte Bereiche sind in dem Modell nicht enthalten. Es wurden keine Öffnungen und Durchbrüche eingearbeitet. Die Attika und das „Penthouse“ sind ebenfalls nicht mitenthalten. Die Fassade wurde lediglich als Belastung auf das Stahlbetonrohr angesetzt. Der Schwingungsdämpfer wurde ebenfalls, bis auf das Eigengewicht, nicht mitberücksichtigt.

Die Wände wurden anhand von Flächen erstellt. Solche Flächen beziehen sich im Programm auf die Hauptachse, weshalb die Modellierung im Achsmaß erstellt wurde. Jeder Fläche wurde eine bestimmte Dicke und Festigkeit zugewiesen.

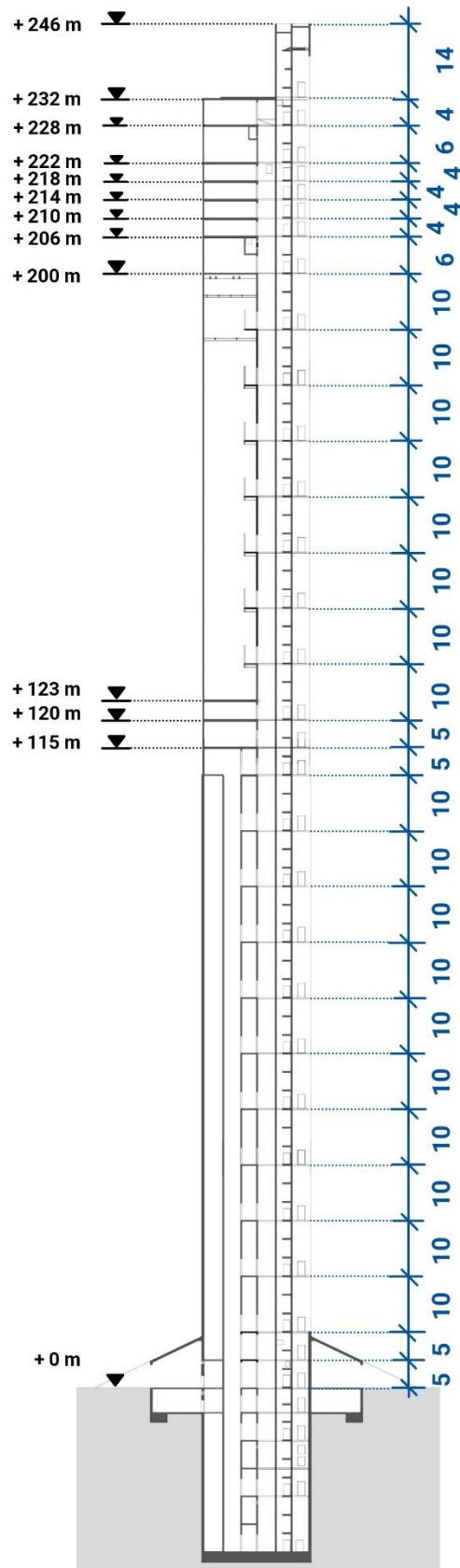
Das Eigengewicht der modellierten Objekte wird programmintern ermittelt. Weitere ständige Lasten, wie z. B. Ausbaulasten und das Pendel wurden an den jeweiligen Geschossdecken angesetzt. Die Fassadenlast wurde als Flächenlast am Stahlbetonrohr angesetzt. Die Windlasten wurden alle 10 m als Rechtecklasten auf den gesamten Kreiszyylinder projiziert, wodurch Druck- und Soglasten entstehen.

Modelliert wurde der Turm ab der Einspannebene (0 bis 246 m). Für die Genauigkeit der Ergebnisse wurde ein Finite-Elemente-Netz von 3 x 3 m angesetzt. Da keine Detailnachweise geführt werden, sondern die grobe Belastung des Kreiszyinders im Vordergrund steht, ist diese Netzverdichtung angemessen.

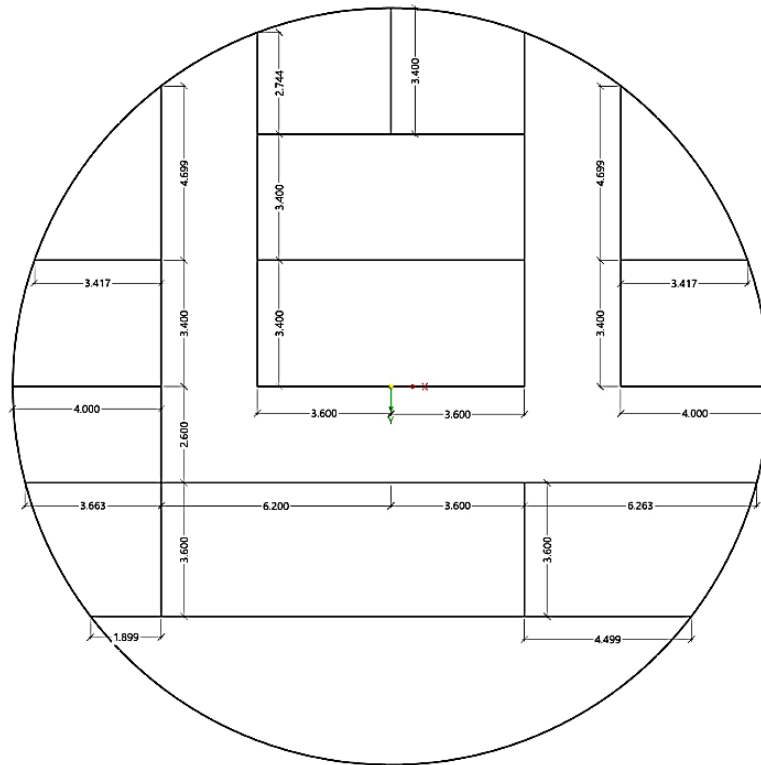
Die Anordnung der Wände und Decken erfolgte in Anlehnung an den Querschnitten aus Kapitel 8 und folgendem Längsschnitt. Die angegebenen Werte wurden anhand der Recherche festgelegt. An unklaren Stellen, wie z. B. im oberen Teil des Turms, wurden Annahmen getroffen. Alle Maße sind in Meter angegeben:

9.1 Geometrie

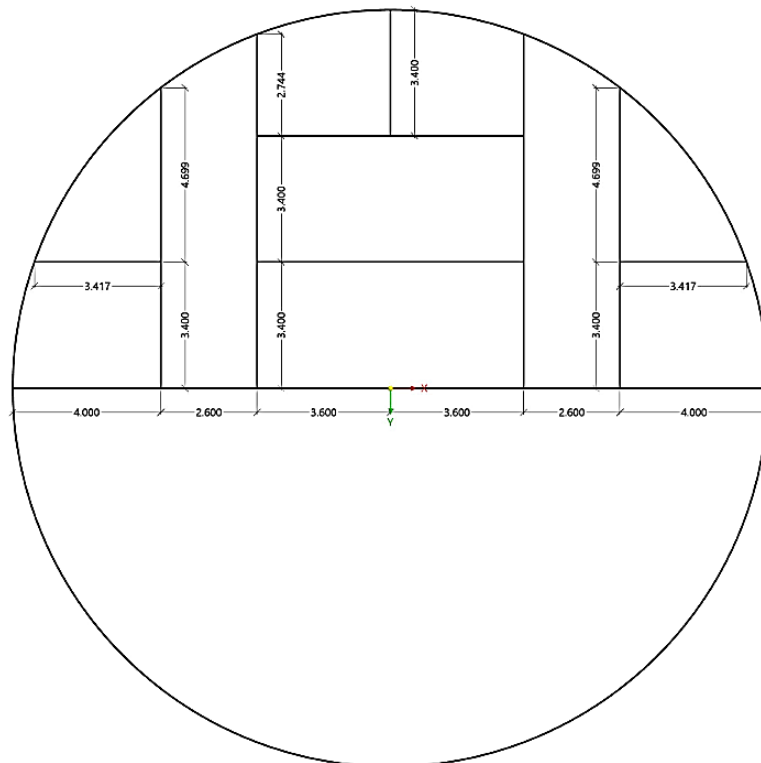
Längsschnitt:



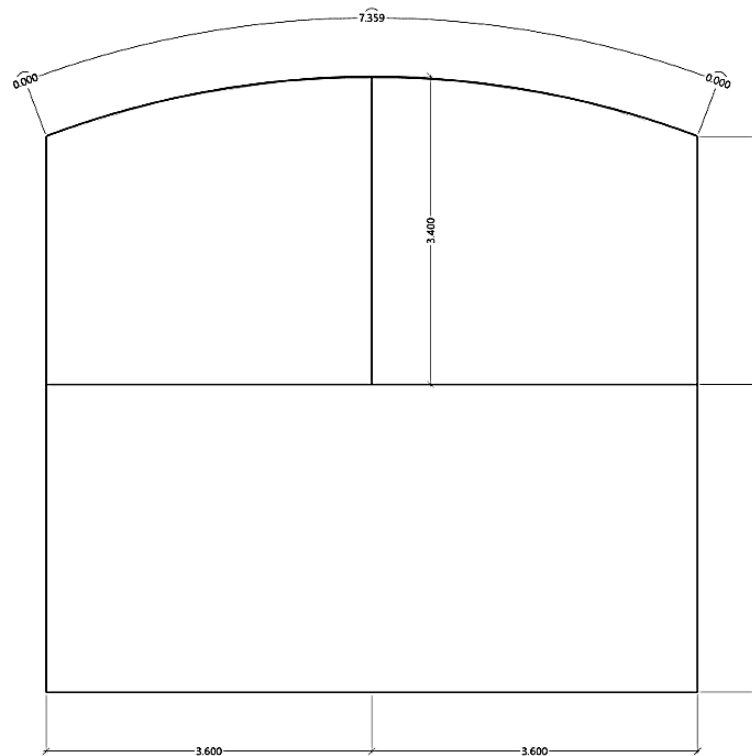
Querschnitt 1 (0 – 115 m):



Querschnitt 2 (115 – 232 m):



Querschnitt 3 (232 – 246 m):



9.2 Lasten und Ergebnisse:

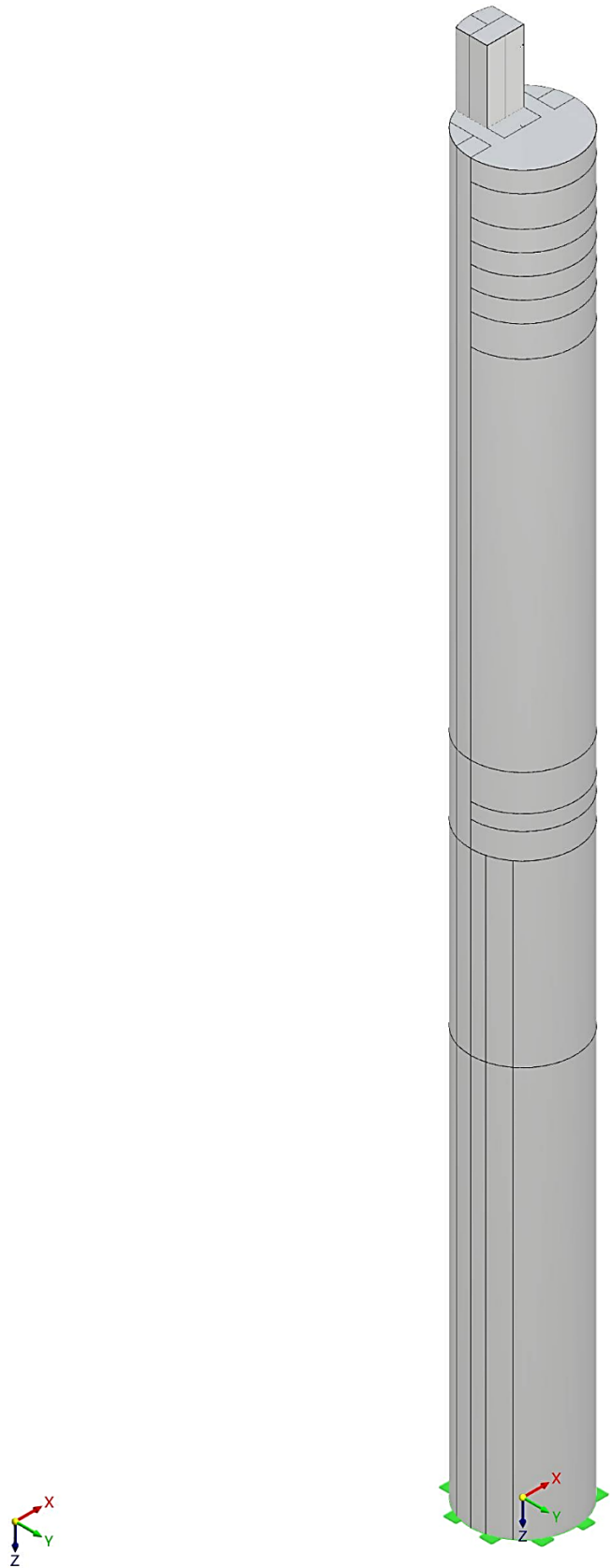
In diesem Abschnitt werden die Lasten und die Ergebnisse der Berechnungen ausgewählter Lastkombinationen dargestellt.

Zunächst werden zur Veranschaulichung die Windlasten dargestellt. Darauf folgend werden die Ergebnisse und Verformungen der Lastkombination „GZT“ dargestellt, was die maßgebenden Schnittgrößen und Verformungen aller Lastkombinationen beinhaltet. Diese Ergebnisse sollen in Kapitel 10 zur Bemessung der Kreiszylinderschale dienen.

Zur Visualisierung des modellierten Turms folgen in den nächsten Seiten ein paar Ansichten:

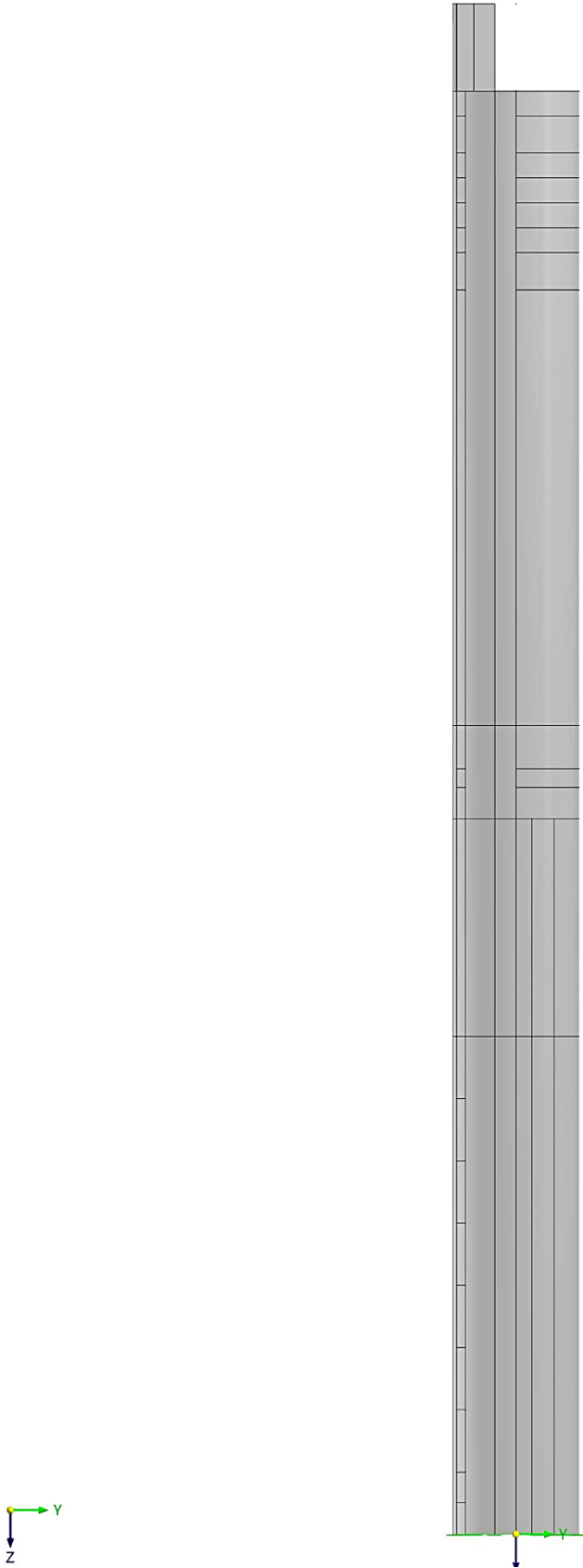
Isometrische Ansicht:

Sichtbarkeitsmodus



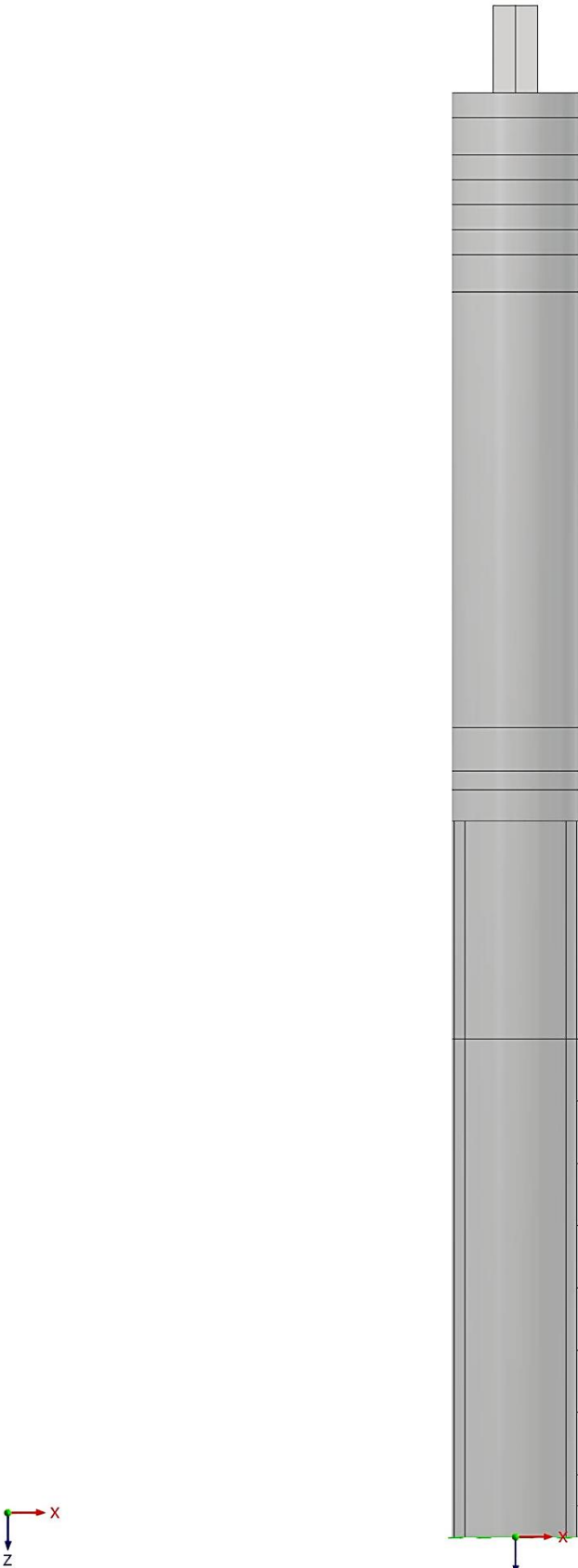
Ansicht in x-Richtung:

Sichtbarkeitsmodus



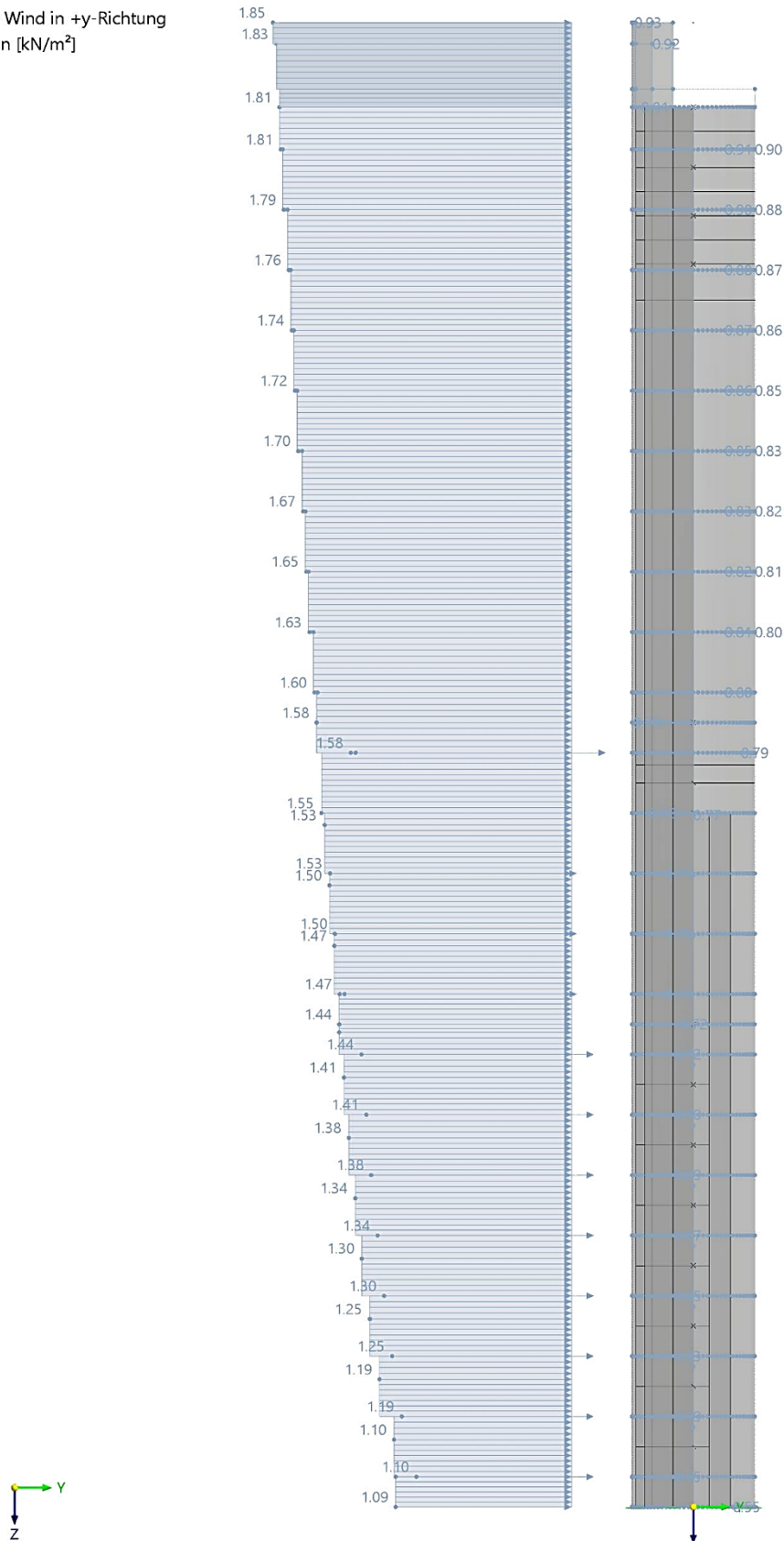
Ansicht in y-Richtung:

Sichtbarkeitsmodus



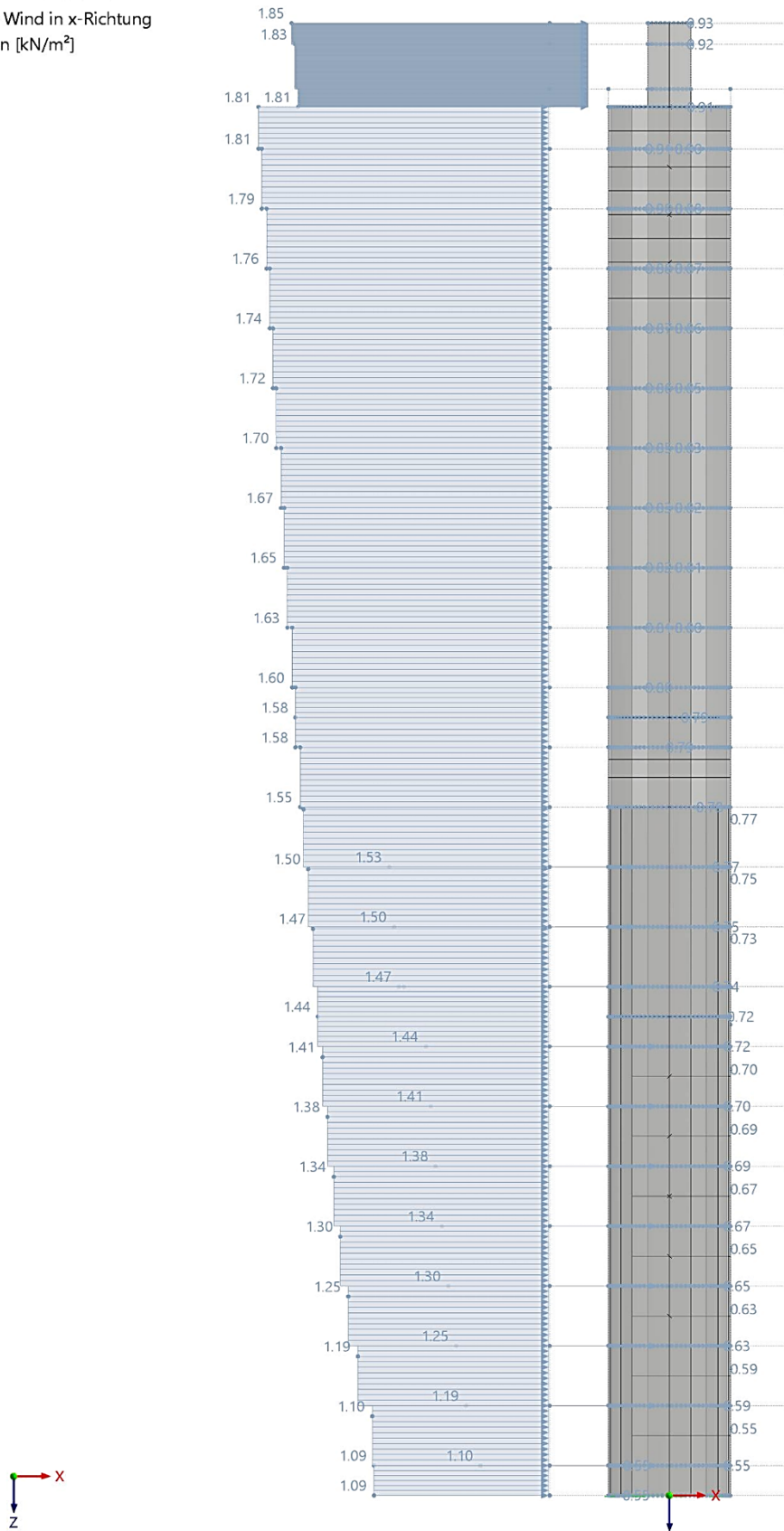
Windlasten in y-Richtung:

Sichtbarkeitsmodus
 LF5 - Wind in +y-Richtung
 Lasten [kN/m²]



Windlasten in x-Richtung:

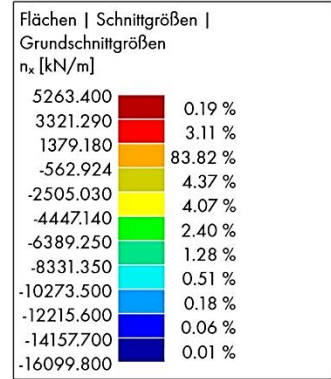
Sichtbarkeitsmodus
 LF6 - Wind in x-Richtung
 Lasten [kN/m²]



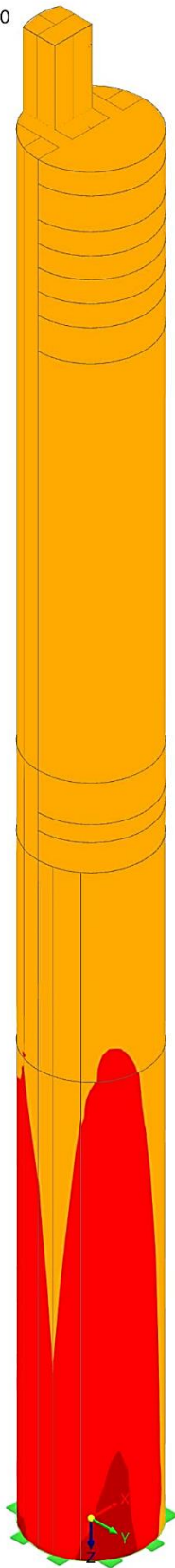
n_x -Verlauf des Kreiszylinders (GZT):

Sichtbarkeitsmodus
BS1 - GZT (STR/GEO) - Ständig und vorübergehend - Gl. 6.10
Statische Analyse
Normalkräfte n_x [kN/m]

Flächen	Schnittgrößen	Grundschnittgrößen
5263.400		n_x [kN/m]
3321.290		
1379.180		
-562.924		
-2505.030		
-4447.140		
-6389.250		
-8331.350		
-10273.500		
-12215.600		
-14157.700		
-16099.800		



5263.400	0.19 %
3321.290	3.11 %
1379.180	83.82 %
-562.924	4.37 %
-2505.030	4.07 %
-4447.140	2.40 %
-6389.250	1.28 %
-8331.350	0.51 %
-10273.500	0.18 %
-12215.600	0.06 %
-14157.700	0.01 %
-16099.800	0.01 %

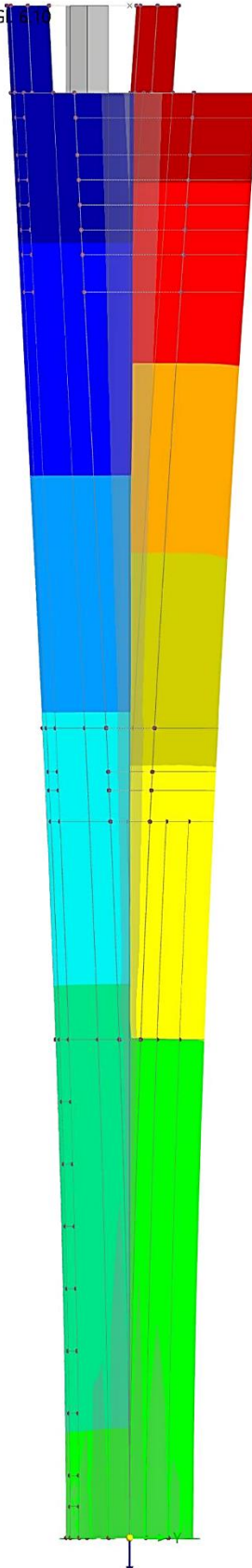


max n_x : 5263.400 | min n_x : -16099.800 kN/m

Verformungen in y-Richtung:

Sichtbarkeitsmodus
BS1 - GZT (STR/GEO) - Ständig und vorübergehend - G
Statische Analyse
Verschiebungen u_y [mm]

Globale Verformungen	
u_y [mm]	
679.4	4.23 %
565.2	5.89 %
450.9	5.14 %
336.6	5.77 %
222.4	10.11 %
108.1	22.98 %
-6.2	16.77 %
-120.4	9.56 %
-234.7	6.41 %
-348.9	6.80 %
-463.2	6.35 %
-577.5	

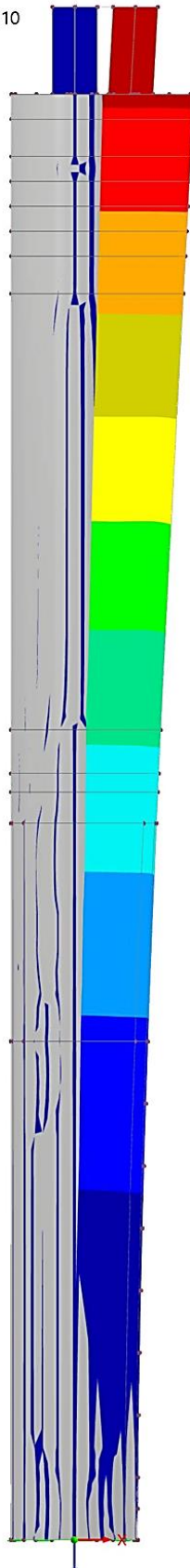




max u_y : 679.4 | min u_y : -577.5 mm

Verformungen in x-Richtung:

Sichtbarkeitsmodus
BS1 - GZT (STR/GEO) - Ständig und vorübergehend - Gl. 6.10
Statische Analyse
Verschiebungen u_x [mm]

Globale Verformungen	
u_x [mm]	
592.3	1.44 %
538.4	3.79 %
484.4	3.54 %
430.4	2.80 %
376.4	2.85 %
322.4	2.94 %
268.4	3.10 %
214.5	4.63 %
160.5	5.16 %
106.5	6.60 %
52.5	63.15 %
-1.5	




max u_x : 592.3 | min u_x : -1.5 mm

10 Bemessung nach Elastizitätstheorie

10.1 Betrachtung einer Kreiszyklinderschale

Für die Bemessung des Stahlbetonrohrs nach der Elastizitätstheorie, wird das gesamte Tragelement als ein Flächentragwerk wie eine Kreiszyklinderschale angesehen. Die einwirkenden Lasten werden bei einem Flächentragwerk im Wesentlichen über einen zweiachsigen Spannungszustand abgetragen. Die manuelle Berechnung solcher Tragwerke ist in der heutigen Zeit größtenteils der flexibleren Finite-Elemente-Methode gewichen, da insbesondere bei komplexeren Tragstrukturen der Zeitaufwand und die Komplexität der Berechnungen nicht mehr wirtschaftlich sind. Auch in dieser Arbeit erfolgt die Bemessung nach der Elastizitätstheorie mit Hilfe des erstellten 3D-Modells (Meskouris et al. 2011, 283).

Schalenschnittgrößen des Stahlbetonrohrs:

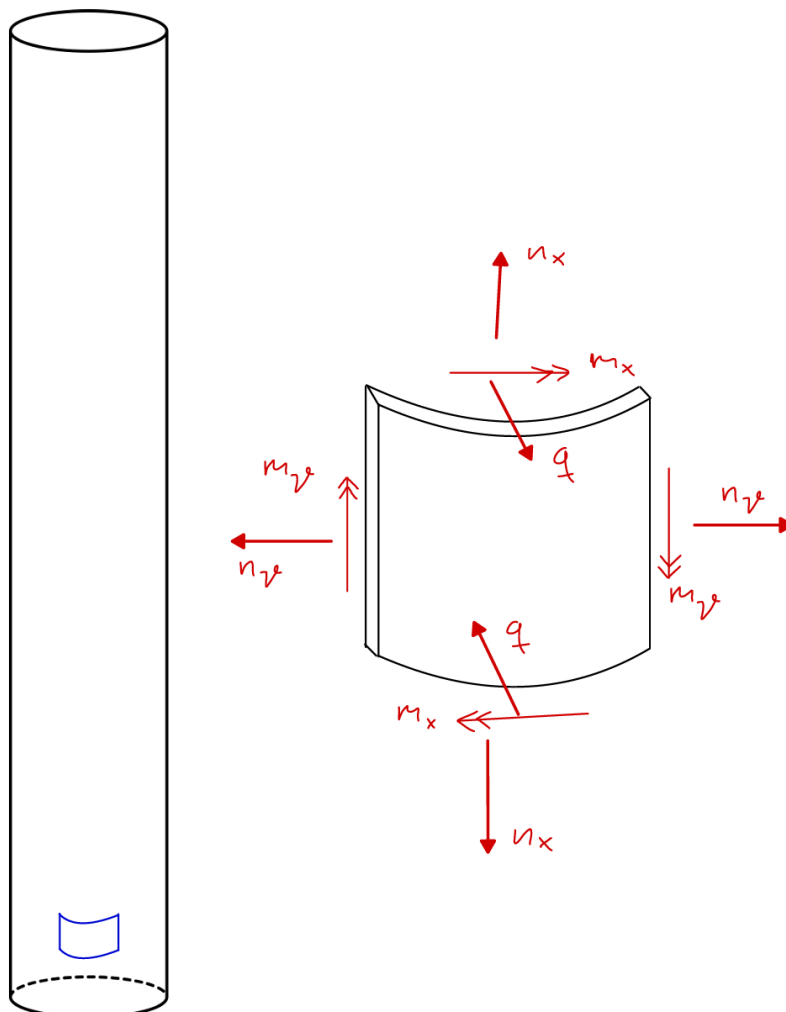


Abbildung 12: Schalenschnittgrößen einer Kreiszyklinderschale unter Radialbelastung (vgl. Meskouris et al. 2011, 298)

Beispielhaft soll nur die einzig statisch bestimmte Schnittgröße n_x händisch berechnet werden. Mit dem Ergebnis aus Kapitel 8, dass der Querschnitt nicht vollständig überdrückt ist, müsste für die Schnittgröße n_x ein positiver Wert (Zugkraft) resultieren.

Querschnittswerte und Globale Schnittgrößen aus der händischen Berechnung:

$$N = -308.802 \text{ kN}$$

$$A_{\text{Kreisring}} = 25,64 \text{ m}^2$$

$$M = 1.683.858 \text{ kNm}$$

$$W_{\text{Kreisring}} = \frac{1334,07 \text{ m}^4}{10,4 \text{ m}} = 128,28 \text{ m}^3$$

Die Schnittgröße n_x kann wie folgt berechnet werden:

$$n_x = \left(\frac{N}{A} + \frac{M}{W} \right) \cdot t \quad \text{Mit } t: \text{ Wanddicke}$$

$$n_x = \left(\frac{-308.802 \text{ kN}}{25,64 \text{ m}^2} + \frac{1.683.858 \text{ kNm}}{128,28 \text{ m}^3} \right) \cdot 0,4 \text{ m} = 433,1 \text{ kN}$$

10.2 Ergebnisse der Bemessung

Für die Bemessung des Stahlbetonrohrs im FE-Modell wurde die Bewehrung sowohl auf der Außen- als auch auf der Innenseite festgelegt. Dabei entspricht die obere Bewehrung der Außenseite und die untere Bewehrung der Innenseite. Dazu wurde jeweils die Längsbewehrung und die Querbewehrung definiert. Zusätzlich wurde die Bügelbewehrung eingesetzt. Die Betondeckung wurde über die gesamte Höhe mit 80 mm definiert.

Die Bemessung wurde alle 40 m mit Ergebnisschnitten durchgeführt. In den Bemessungsergebnissen ist zu erkennen, dass trotz der größtenteils moderaten (dunkelblauen) Bereiche, in der Übersicht Bereiche mit enorm großen Werten (orange/rot) angezeigt werden. Solch große Werte sind in der Regel auf Singularitätsstellen im Modell zurückzuführen. Solche Singularitätsstellen entstehen meistens, wie in diesem Fall, wenn verschiedene Bauteile oder Materialien aufeinander treffen (vgl. Lork und Hanke 2019). In diesem Modell ist es vermehrt an Stellen der Fall, an denen Decken an den Kreisringzylinder treffen oder auch an vereinzelt Stellen an der Einspannung.

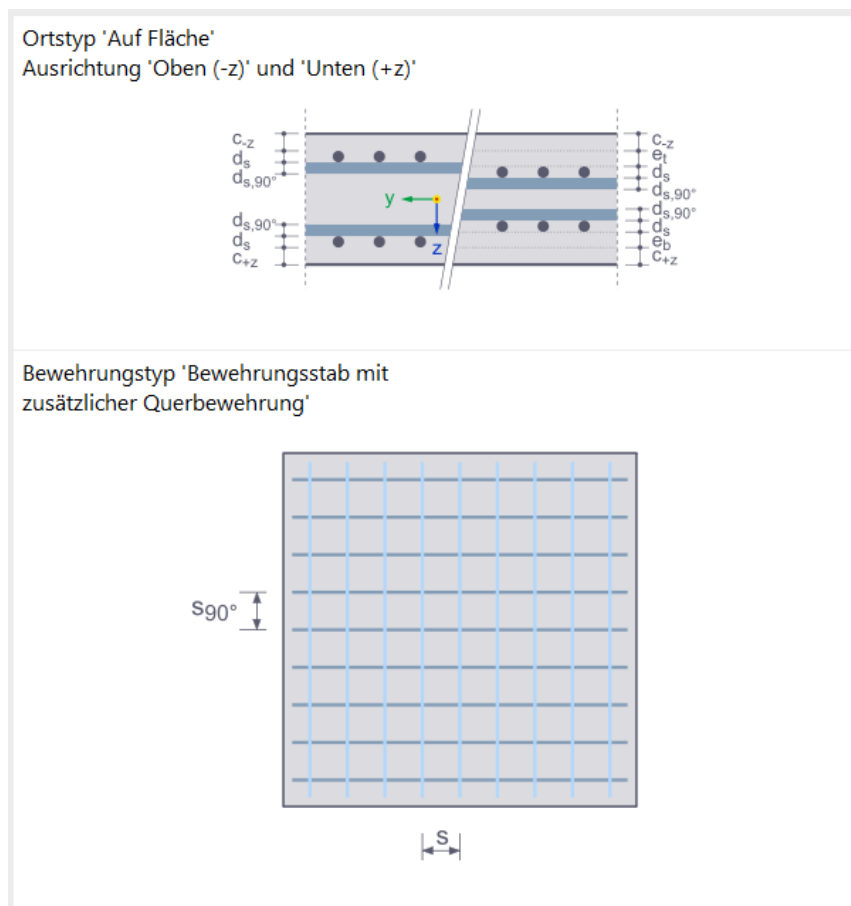


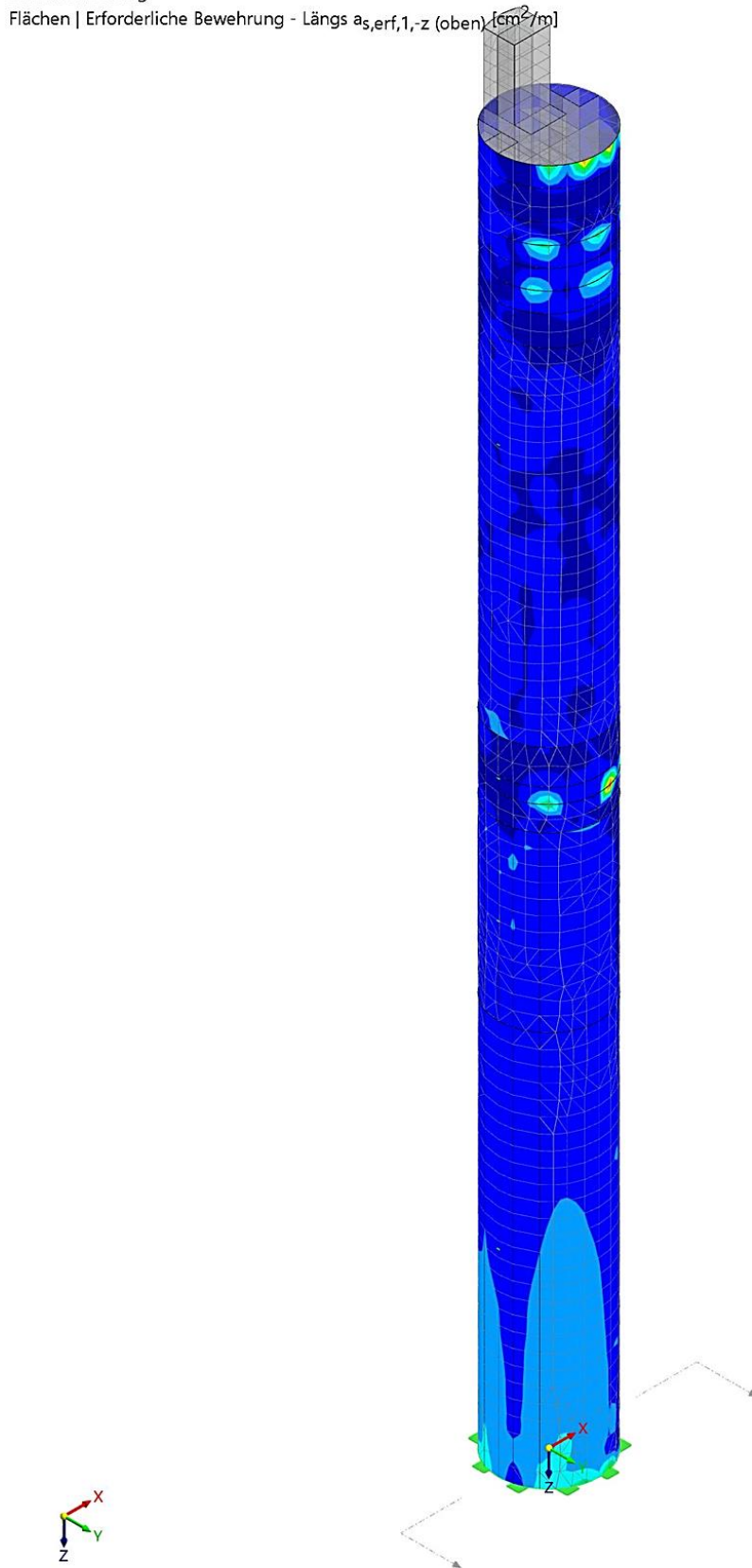
Abbildung 13: Bewehrungsanordnung im FE-Modell

Erforderliche Längsbewehrung (Außen)

Betonbemessung

Flächen | Erforderliche Bewehrung - Längs $a_{s,erf,1,-z}$ (oben) [cm^2/m]

Betonbemessung Bewehrung	
flächenweise	
$a_{s,erf,1,-z}$ (oben) [cm^2/m]	
146.40	0.00 %
133.09	0.00 %
119.78	0.01 %
106.47	0.03 %
93.16	0.07 %
79.85	0.16 %
66.54	0.37 %
53.23	1.45 %
39.93	10.25 %
26.62	56.81 %
13.31	30.85 %
0.00	

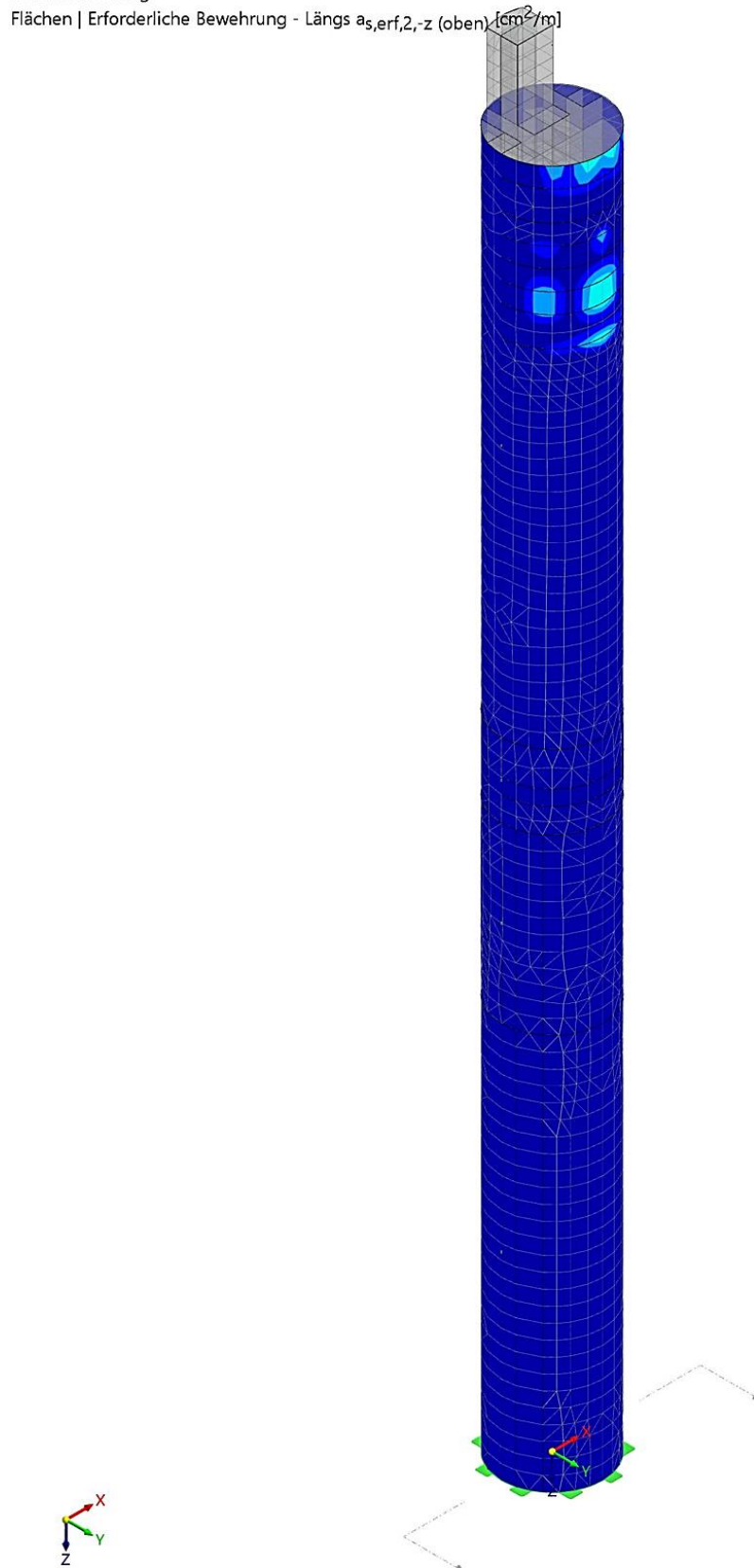


Flächen | max $a_{s,erf,1,-z}$ (oben) : 146.40 | min $a_{s,erf,1,-z}$ (oben) : 0.00 cm^2/m

Erforderliche Querbewehrung (Außen)

Betonbemessung

Flächen | Erforderliche Bewehrung - Längs $a_{s,erf,2,-z}$ (oben) [cm^2/m]



Betonbemessung Bewehrung flächenweise	
$a_{s,erf,2,-z}$ (oben) [cm^2/m]	
731.98	0.00 %
665.44	0.00 %
598.89	0.00 %
532.35	0.00 %
465.81	0.00 %
399.26	0.00 %
332.72	0.01 %
266.17	0.01 %
199.63	0.26 %
133.09	0.71 %
66.54	1.53 %
0.00	97.47 %

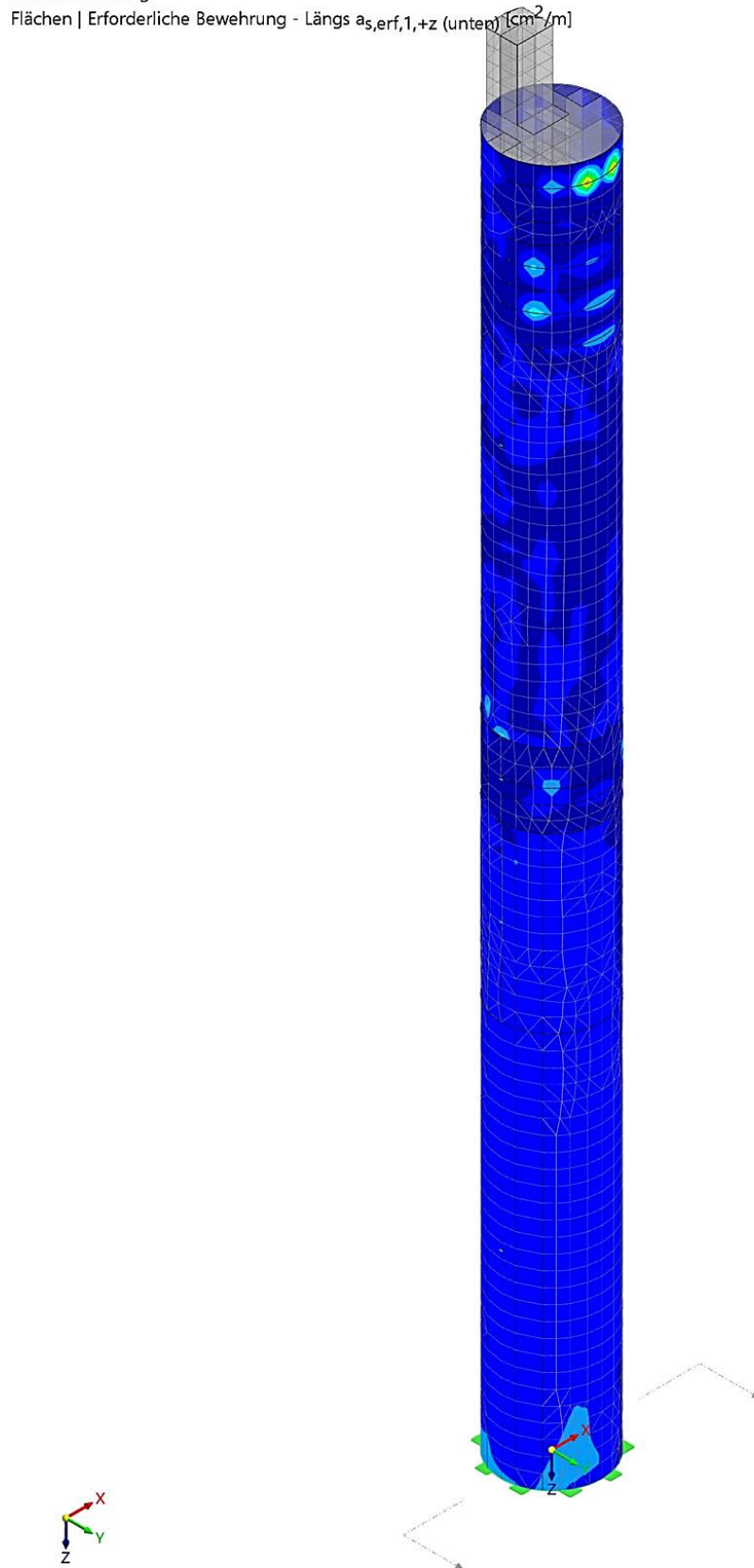
Flächen | max $a_{s,erf,2,-z}$ (oben) : 731.98 | min $a_{s,erf,2,-z}$ (oben) : 0.00 cm^2/m

Erforderliche Längsbewehrung (Innen)

Betonbemessung

Flächen | Erforderliche Bewehrung - Längs $a_{s,erf,1,+z}$ (unten) [cm^2/m]

Betonbemessung Bewehrung flächenweise		
$a_{s,erf,1,+z}$ (unten) [cm^2/m]		
203.02		0.00 %
184.56		0.00 %
166.11		0.00 %
147.65		0.01 %
129.19		0.03 %
110.74		0.06 %
92.28		0.09 %
73.82		0.26 %
55.37		2.40 %
36.91		51.80 %
18.46		45.34 %
0.00		



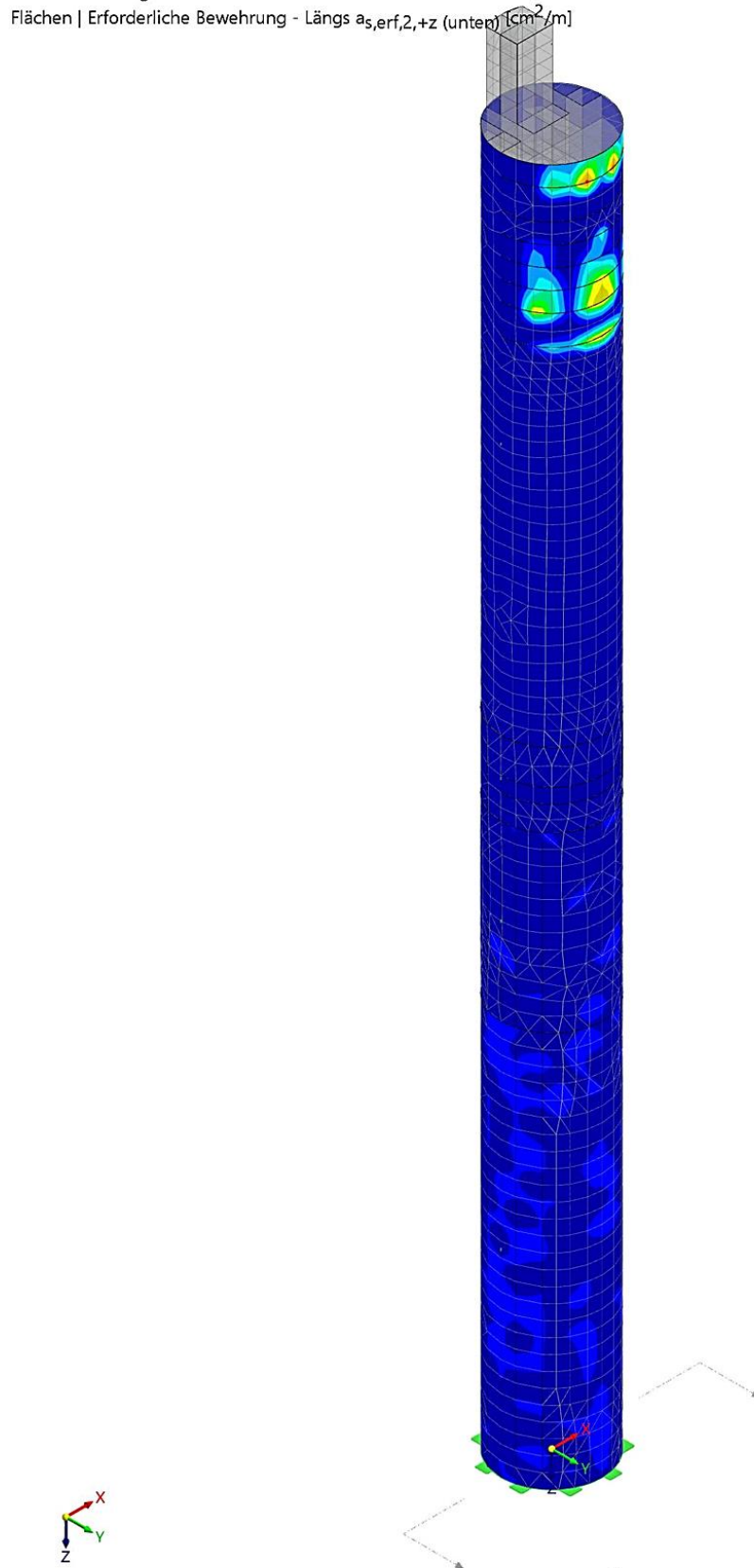
Flächen | max $a_{s,erf,1,+z}$ (unten) : 203.02 | min $a_{s,erf,1,+z}$ (unten) : 0.00 cm^2/m

Erforderliche Querbewehrung (Innen)

Betonbemessung

Flächen | Erforderliche Bewehrung - Längs $a_{s,erf,2,+z}$ (unten) [cm^2/m]

Betonbemessung Bewehrung flächenweise	
$a_{s,erf,2,+z}$ (unten) [cm^2/m]	
383.56	0.00 %
348.69	0.01 %
313.82	0.02 %
278.95	0.08 %
244.08	0.21 %
209.22	0.28 %
174.35	0.46 %
139.48	0.61 %
104.61	0.98 %
69.74	11.20 %
34.87	86.15 %
0.00	



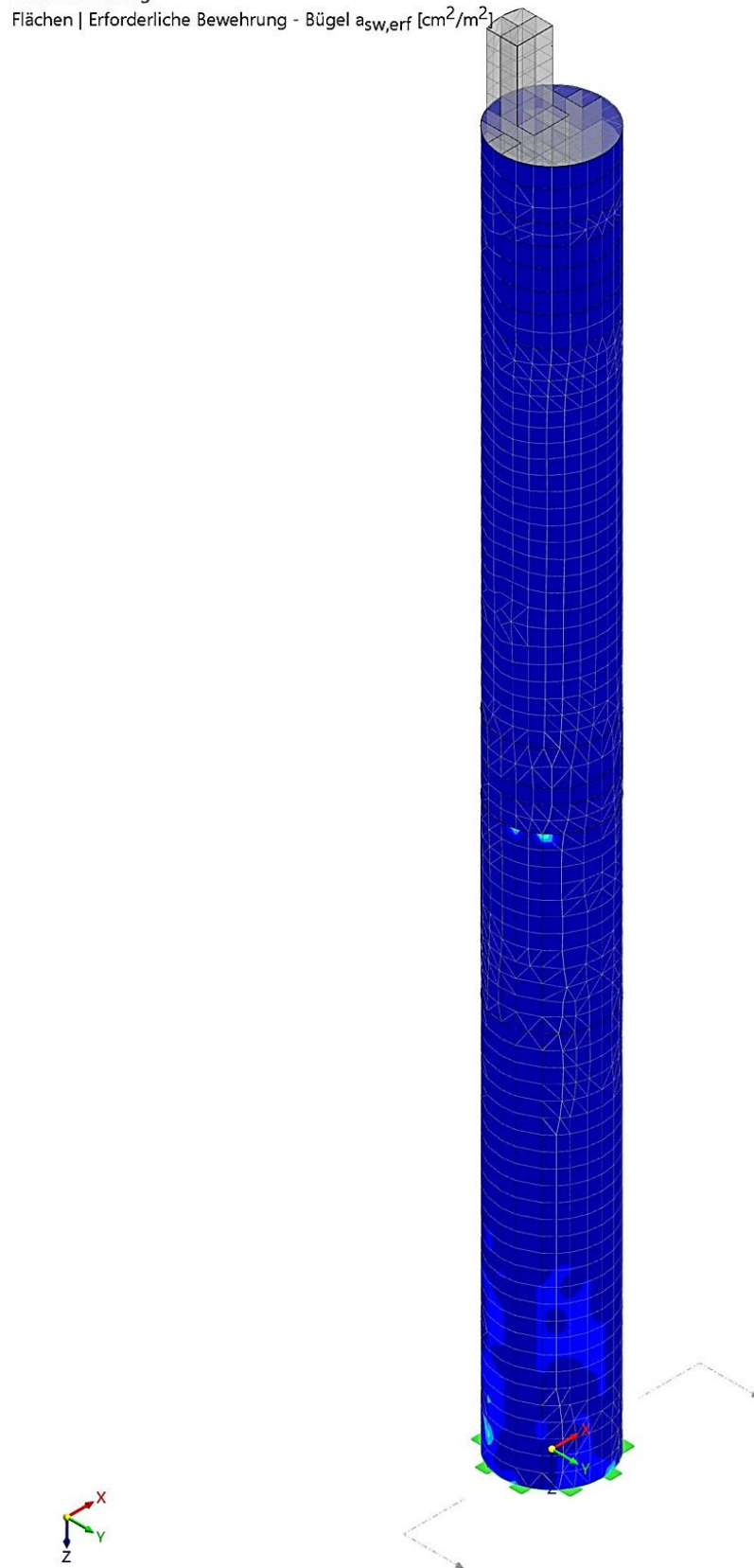
Flächen | max $a_{s,erf,2,+z}$ (unten) : 383.56 | min $a_{s,erf,2,+z}$ (unten) : 0.00 cm^2/m

Erforderliche Bügelbewehrung

Betonbemessung

Flächen | Erforderliche Bewehrung - Bügel $a_{sw,erf}$ [cm^2/m^2]

Betonbemessung Bewehrung	
flächenweise	
$a_{sw,erf}$ [cm^2/m^2]	
68.91	0.00 %
62.64	0.00 %
56.38	0.01 %
50.11	0.01 %
43.85	0.02 %
37.58	0.03 %
31.32	0.08 %
25.06	0.16 %
18.79	0.37 %
12.53	3.78 %
6.26	3.78 %
0.00	95.55 %



Flächen | max $a_{sw,erf}$: 68.91 | min $a_{sw,erf}$: 0.00 cm^2/m^2

In Tabelle 8 sind die Ergebnisse aller erforderlichen Bewehrungslagen zusammenfassend dargestellt:

Höhe	erf. a_{s1} (außen) [cm ² /m]	erf. a_{s2} (außen) [cm ² /m]	erf. a_{s1} (innen) [cm ² /m]	erf. a_{s2} (innen) [cm ² /m]
0 m	57,04	52,06	31,15	22,32
40 m	20,97	28,02	21,08	32,35
80 m	17,71	26,97	20,02	31,15
120 m	29,39	19,59	14,70	19,04
160 m	15,56	5,45	17,96	6,25
200 m	16,60	51,10	23,15	56,63
230 m	22,36	49,87	23,22	51,56

Tabelle 8: Erforderliche Bewehrung aus dem FE-Modell

Besonders der Anstieg der erforderlichen Querbewehrung ab 200 m fällt hier auf. Eine mögliche Ursache könnten der Schwingungsdämpfer und die Büroräume in dem Bereich sein, wodurch das Stahlbetonrohr an der Stelle besonders beansprucht wird.

Für die folgende Bewehrungswahl wurden vorerst Konstruktionsregeln und Bestimmungen zur Mindestbewehrung außer Acht gelassen. Die Wirtschaftlichkeit der Annahmen wurde ebenfalls nicht mitberücksichtigt.

In der folgenden Tabelle ist die Bewehrungswahl aufgelistet:

Höhe	a _{s1} (außen) [cm ² /m]	a _{s2} (außen) [cm ² /m]	a _{s1} (innen) [cm ² /m]	a _{s2} (innen) [cm ² /m]
0 m	Ø 25 / 8 61,36	Ø 25 / 9 54,54	Ø 25 / 12,5 39,27	Ø 20 / 12,5 25,13
40 m	Ø 20 / 12,5 25,13	Ø 20 / 10 31,42	Ø 20 / 12,5 25,13	Ø 20 / 9 34,91
80 m	Ø 20 / 15 20,94	Ø 20 / 10 31,42	Ø 20 / 12,5 25,13	Ø 20 / 9 34,91
120 m	Ø 20 / 10 31,42	Ø 20 / 15 20,94	Ø 20 / 15 20,94	Ø 20 / 15 20,94
160 m	Ø 20 / 15 20,94	Ø 12 / 15 7,54	Ø 20 / 15 20,94	Ø 12 / 15 7,54
200 m	Ø 20 / 15 20,94	Ø 25 / 9 54,54	Ø 20 / 12,5 25,13	Ø 25 / 8 61,36
230 m	Ø 20 / 12,5 25,13	Ø 25 / 9 54,54	Ø 20 / 12,5 25,13	Ø 25 / 9 54,54

Tabelle 9: Bewehrungswahl der einzelnen Bereiche

11 Bemessung nach Plastizitätstheorie

Für die Bemessung des Stahlbetonrohrs nach der Plastizitätstheorie wurden die globalen Schnittgrößen aus der zweidimensionalen Berechnung angesetzt. Durch die M-N-Interaktion wird das Tragwerk wie eine Stütze betrachtet, die durch eine Normalkraft und ein Biegemoment beansprucht wird. Die Bemessung wurde mit dem Programm SOFiSTiK 2024 der SOFiSTiK AG durchgeführt. Dabei wurde für jeden betrachteten Abschnitt der jeweilige Durchmesser des Kreisringquerschnitts, die Betonfestigkeit, sowie die dazugehörigen Schnittgrößen an der jeweiligen Höhe angesetzt. Auch hier wurden zwei Bewehrungslagen, außen und innen festgelegt, wobei die Betondeckung über die gesamte Höhe mit 80 mm definiert wurde. Das Resultat der Bemessung ist die gesamte erforderliche Längsbewehrung pro Lage. Die Querbewehrung wird bei dieser Betrachtung nicht mitberücksichtigt.

Ergebnis der Lastkombination „Ungünstig“:

BEMESSUNG

Norm

EuroNorm: DIN EN 1992-1-1:2004 (NA:2013) Stahlbeton- und Spannbetontragwerke (Germany) V 2024

Materialien

Mat	Materialbezeichnung
1	C 50/60 (EN 1992)
11	B 500 B (EN 1992)

Bemessungs-Schnittgrößen

Stab	x[m]	N[kN]	Vy[kN]	Vz[kN]	Mtp[kNm]	Mts[kNm]	My[kNm]	Mz[kNm]	Mb[kNm2]
1	0.000	-330796.0	0.00	0.00	0.00	0.00	1738940.00	0.00	0.00
N[kN]		Normalkraft		Mts[kNm]		sekundäres Torsionsmoment			
Vy[kN], Vz[kN]		Schubkraft		My[kNm], Mz[kNm]		Biegemoment			
Mtp[kNm]		primäres Torsionsmoment		Mb[kNm2]		Wölbmoment			

Bemessung Bruchkombination - EuroNorm: DIN EN 1992-1-1:2004 (NA:2013) Stahlbeton- und Spannbetontragwerke

Erforderliche Bewehrung

Stab	x[m]	QNr	LF	NRd [kN]	MyRd [kNm]	MzRd [kNm]	ε-1 [o/oo]	ε-2 [o/oo]	γ-c [-]	γ-s [-]	rel [-]	As [cm2]	Rang
				ΔNi [kN]	ΔVy [kN]	ΔVzi [kN]	yn [mm]	zn [mm]	e+ [mm]	e- [mm]	z [mm]		
				Bezeichnung		ε-o	ε-min	ε-max	τ-b	σ-min	σ-max		
				Schubschnitt		ε-c	D/Dmax	Z/Zmax	T/Tm	N[kN]			
1	0.000	1	0	-454138.2	2387283.	0.03	-3.49	0.91	1.50	1.15	1.37	1141.25	0
				Material			-3.49	0.92		5131.	16896.1		
				Bewehrung		1	-3.48	0.91		-28.3	0.00		
										-436.	181.28		

Maximale Ausnutzungsgrade

	N	Vy	Vz	My	Mz	Mtp	Mts	Mb	Ncr	QKL	Total
	σ-x	σ+x	τ	σ-v	σ-s	σ-dyn	As-1	As-v	crack		
Querschnitt	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	0.728
	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	0.728	-	-	-	

Ergebnis der Lastkombination „Volllast“:

BEMESSUNG

Norm

EuroNorm: DIN EN 1992-1-1:2004 (NA:2013) Stahlbeton- und Spannbetontragwerke (Germany) V 2024

Materialien

Mat	Materialbezeichnung
1	C 50/60 (EN 1992)
11	B 500 B (EN 1992)

Bemessungs-Schnittgrößen

Stab	x[m]	N[kN]	Vy[kN]	Vz[kN]	Mtp[kNm]	Mts[kNm]	My[kNm]	Mz[kNm]	Mb[kNm2]
1	0.000	-457115.0	0.00	0.00	0.00	0.00	1763000.00	0.00	0.00
N[kN]		Normalkraft		Mts[kNm]		sekundäres Torsionsmoment			
Vy[kN], Vz[kN]		Schubkraft		My[kNm], Mz[kNm]		Biegemoment			
Mtp[kNm]		primäres Torsionsmoment		Mb[kNm2]				Wölbmoment	

Bemessung Bruchkombination - EuroNorm: DIN EN 1992-1-1:2004 (NA:2013) Stahlbeton- und Spannbetontragwer

Erforderliche Bewehrung

Stab	x[m]	QNr	LF	NRd [kN]	MyRd [kNm]	MzRd [kNm]	ε-1 [o/oo]	ε-2 [o/oo]	γ-c [-]	γ-s [-]	rel [-]	As [cm2]	Rang
				ΔNi [kN]	ΔVy _i [kN]	ΔVz _i [kN]	yn [mm]	zn [mm]	e+ [mm]	e- [mm]	z [mm]		
				Bezeichnung		ε-o	ε-min	ε-max	τ-b	σ-min	σ-max		
				Schubschnitt		ε-c	D/Dmax	Z/Zmax	T/Tm	N[kN]			
1	0.000	1	0	-538733.1	2077782.	0.03	-3.50	0.22	1.50	1.15	1.18	1577.05	0
							9076	9989.	3840.	15366.			
				Material		1	-3.50	0.24		-28.3	0.00		
				Bewehrung		11	-3.48	0.22		-436.	44.58		

Maximale Ausnutzungsgrade

	N	Vy	Vz	My	Mz	Mtp	Mts	Mb	Ncr	QKL	Total
	σ-x	σ+x	τ	σ-v	σ-s	σ-dyn	As-l	As-v	crack		
Querschnitt	1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	0.849
		0.000	0.000	0.000	-	-	0.849	-	-	-	

Der Vergleich zwischen der Lastkombination „Ungünstig“ (1,0 x g + 1,5 x w) und der Lastkombination „Volllast“ zeigt, dass letzteres für die Bemessung maßgebender ist. Daher wird für die Bemessung der weiteren Abschnitte nur die Lastkombination „Volllast“ betrachtet. Die Schnittgrößen entstammen aus dem angefertigten 2D-Modell.

In Tabelle 10 sind für jeden betrachteten Abschnitt die jeweiligen Schnittgrößen, sowie die dazugehörigen Querschnitts- und Materialwerte aufgelistet:

Höhe z Wanddicke t Betonfestigkeit	Normalkraft [kN]	Biegemoment [kNm]
0 m 40 cm C50/60	-457.115	1.763.060
40 m 40 cm C50/60	-377.605	1.279.840
80 m 40 cm C40/50	-298.101	856.866
120 m 25 cm C40/50	-215.155	507.794
160 m 25 cm C30/37	-148.628	242.757
200 m 25 cm C30/37	-78.865	70.565,7
230 m 25 cm C30/37	-19.689	8.404,2

Tabelle 10: Übersicht des Systems und der Schnittgrößen

Die folgende Tabelle beinhaltet eine übersichtliche Darstellung der erforderlichen und gewählten Bewehrung:

Höhe	erf. A_s pro Lage [cm ²]	erf. a_{s1} (außen und innen) [cm ² /m]	gew. a_{s1} (außen und innen) [cm ² /m]	Ausnutzung
0 m	1577,1	24,61	Ø 20 / 10 31,42	84,9 %
40 m	1302,7	20,33	Ø 20 / 12,5 25,13	68 %
80 m	1028,5	16,05	Ø 20 / 15 20,94	64,1 %
120 m	742,3	11,5	Ø 16 / 12,5 16,08	69,3 %
160 m	512,8	7,94	Ø 16 / 20 10,05	59,9 %
200 m	272,1	4,21	Ø 16 / 20 10,05	30,1 %
230 m	67,9	1,1	Ø 16 / 20 10,05	7,5 %

Tabelle 11: Zusammenstellung der erforderlichen und gewählten Bewehrung der betrachteten Bereiche

Um die erforderliche Bewehrung pro Meter zu erhalten wurde der Gesamtwert mit dem Umfang der Schwereachse dividiert.

$$U \text{ (bis 115 m)} = \pi \cdot 2 \cdot 10,2 \text{ m} = 64,09 \text{ m}$$

$$U \text{ (bis 232 m)} = \pi \cdot 2 \cdot 10,275 \text{ m} = 64,56 \text{ m}$$

12 Eigenfrequenz

12.1 Händische Berechnung

Die erste Eigenfrequenz wurde händisch mit Hilfe folgender Formel für einen Kragträger berechnet (vgl. Schneider 2020, 4.94):

$$f_1 = \frac{1,88^2}{2 \cdot \pi \cdot l^2} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot I}{\mu}}$$

Mit:

l [m] Länge des Biegebalkens

$$l = 246 \text{ m}$$

E [kN/m²] Elastizitätsmodul

$$\text{Mittelwert: } E = \frac{37.000+35.000+33.000}{3} = 35.000 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2} = 35 \cdot 10^6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

I [m⁴] Flächenträgheitsmoment

$$\text{Mittelwert: } I = \frac{1943,1684+1076,2102}{2} = 1509,6893 \text{ m}^4$$

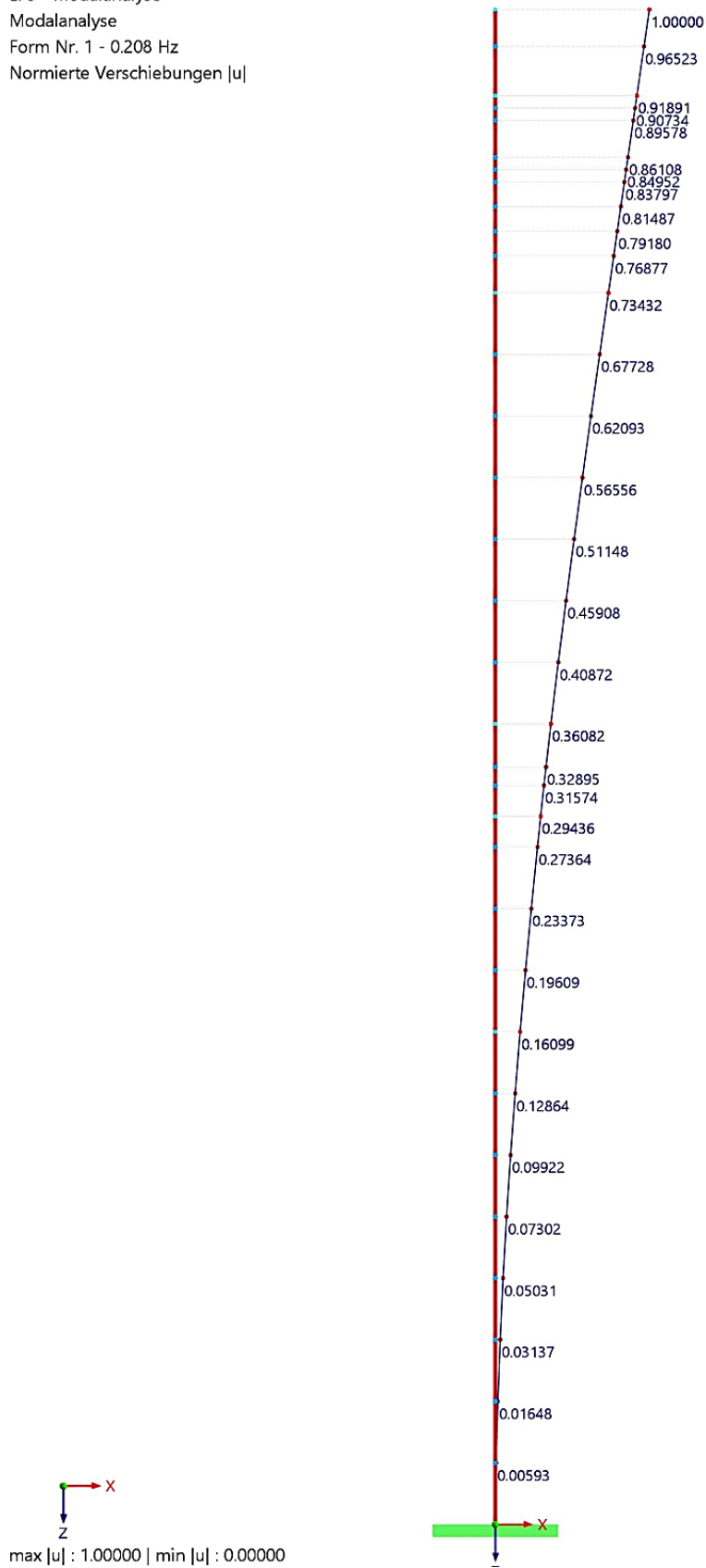
μ [t/m] kontinuierliche Massenbelegung

$$\mu = \frac{308.802 \text{ kN}}{246 \text{ m}} = 1255,3 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 125,53 \text{ t/m}$$

$$f_1 = \frac{1,88^2}{2 \cdot \pi \cdot 246^2} \cdot \sqrt{\frac{35 \cdot 10^6 \cdot 1509,6893}{125,53}} = \mathbf{0,191 \text{ Hz}}$$

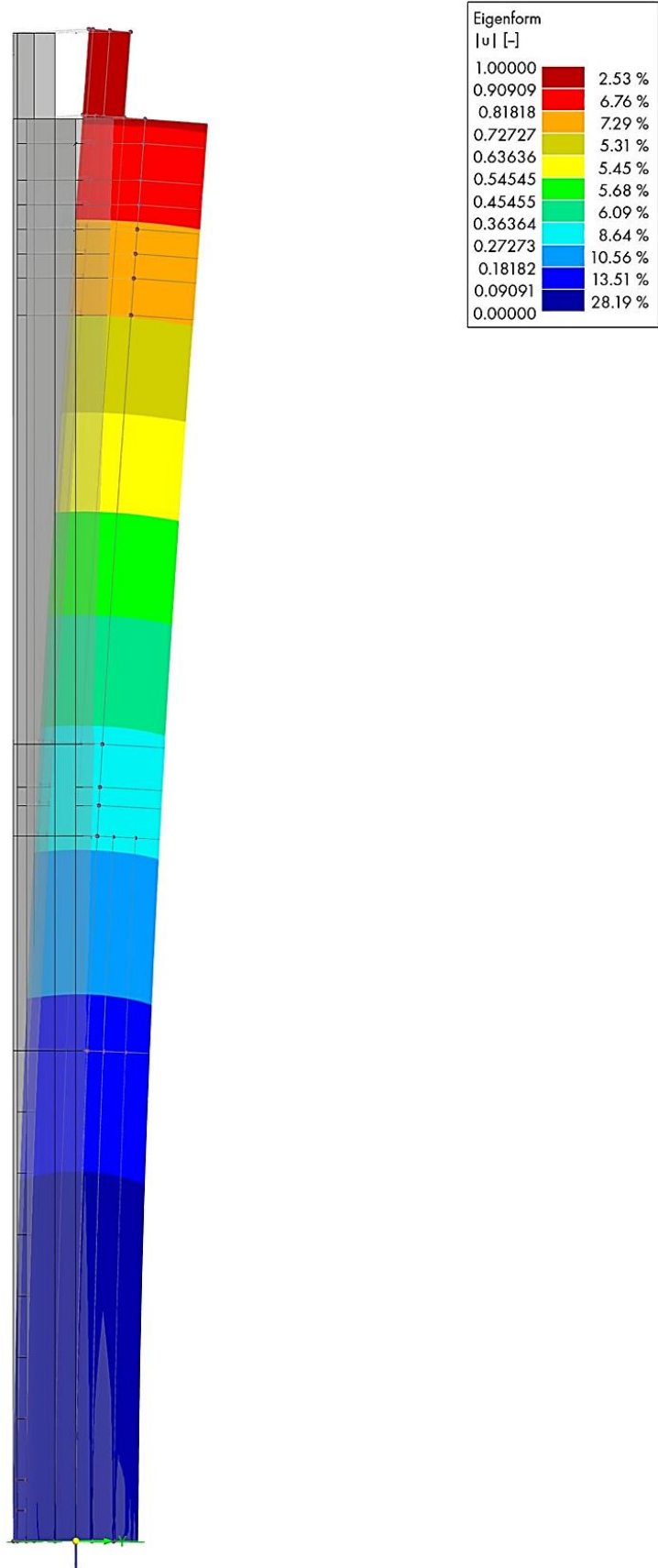
12.2 2D-Modell

LF8 - Modalanalyse
 Modalanalyse
 Form Nr. 1 - 0.208 Hz
 Normierte Verschiebungen |u|



12.3 3D-Modell

Sichtbarkeitsmodus
LF8 - Modalanalyse
Modalanalyse
Form Nr. 1 - 0.231 Hz
Normierte Verschiebungen |u|



12.4 Messung

Bei einem persönlichen Besuch auf dem TK Elevator Testturm am 08.03.2025, wurde mit Hilfe der App „iDynamics“ der RPTU Kaiserslautern-Landau mit dem Smartphone die Eigenfrequenz gemessen.

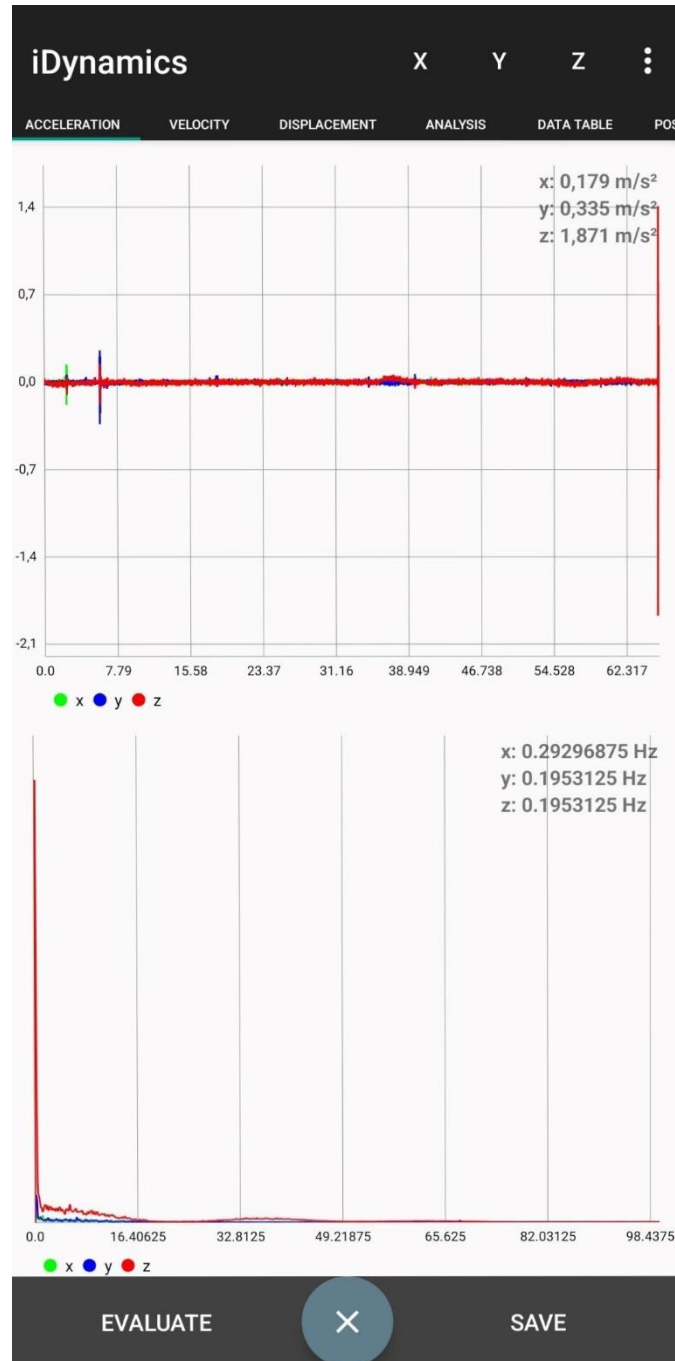


Abbildung 14: Messung der ersten Eigenfrequenz vor Ort

Die erste Eigenfrequenz wurde mit ~ 0,195 Hz gemessen.

13 Untersuchung von Erdbebeneinwirkungen

In diesem Kapitel wird die Einwirkung von Erdbebenlasten auf den Turm untersucht, da der Standort Rottweil sich in einer erdbebenrelevanten Zone befindet.

Im weltweiten Maßstab ist die Intensität der in Deutschland auftretenden Erdbeben vergleichsweise gering. Die stärksten Beben basieren zumeist auf tektonische Senkungen an Bruchrändern und erreichen Magnituden zwischen 5 – 6, wobei die in den vergangenen Jahrzehnten errichteten Hoch- und Brückenbauwerke erfahrungsgemäß nicht in der Tragfähigkeit gefährdet sind. Bei älteren Bauten kann es jedoch beispielsweise zu Schäden in den Fassaden und zum Absturz von Giebeln führen, insbesondere historische Bauwerke wie z. B. Kirchen sind jedenfalls gefährdet (Petersen und Werkle 2017, 855).

Die betroffenen Regionen erstrecken sich weitgehend im Süden Deutschlands, der Oberrheintalgraben von Basel bis Mainz sowie der zum Oberrheintalgraben parallel verlaufende Hohenzollerngraben (Schwäbische Alb). Auch der Bereich der niederrheinischen Bucht (Raum Köln und Aachen) und die Region um Gera befinden sich in Erdbebenzonen (siehe Abbildung 15) (Petersen und Werkle 2017, 855).

Zwei Betrachtungsweisen werden zur Kennzeichnung von Erdbeben angewendet, eine seismologische und eine bautechnische. Bei der seismologischen Betrachtung werden Erdbeben nach Ursache, Herdtiefe, freigesetzter Energie, nach Richtung und Größe der auftretenden Erdbeschleunigungen, sowie nach Dauer und Ausdehnung charakterisiert. Noch dazu werden die Beben anhand der im Schüttergebiet aufgetretenen Schäden mittels Erdbebenskalen klassifiziert (Petersen und Werkle 2017, 855).

Um realistische Lastannahmen für ein bestimmtes Erdbebengebiet treffen zu können, eignet sich die bautechnische Betrachtungsweise, da diese das Verhalten des Tragwerks miteinbezieht. Auch die Untergrundverhältnisse des Gebiets haben einen großen Einfluss auf die Intensität und die Frequenzverteilung der Bodenbeschleunigung. Um mit solchen Lastansätzen die Standsicherheit der Bauwerke in den jeweiligen Gebieten gewährleisten zu können, sind die für das Gebiet typischen Starkbeben von Interesse. Hierzu gibt es Normen und Richtlinien, die die Erdbebenzonen der Bundesrepublik Deutschland und Berechnungsanweisungen beinhalten (Petersen und Werkle 2017, 855).

Im Weiteren soll die bautechnische Betrachtungsweise thematisiert werden. Infolge einer Erdbebeneinwirkung treten stets drei Beschleunigungskomponenten gemeinsam auf, zwei Komponenten in horizontaler Richtung und eine in vertikaler Richtung. Im Allgemeinen beschränken sich Tragsicherheitsnachweise nur auf die horizontalen Bodenbeschleunigungen, da die meisten Tragwerke für vertikale Lasten ausgelegt sind und die von der vertikalen

Bodenbeschleunigung ausgehenden Einwirkungen weniger relevant sind. Hierbei ist anzumerken, dass die vertikale Erdbeschleunigung nur etwa die Hälfte der horizontalen Komponente beträgt. Von dieser Annahme ausgenommen sind Bauwerke, deren vertikaler Lastabtrag nicht unmittelbar in den Baugrund erfolgt, wie z. B. Brücken oder Kragkonstruktionen. In solchen Fällen muss die vertikale Komponente allemal mitberücksichtigt werden (Petersen und Werkle 2017, 861–862).

Ein Körper mit einer kompakten und starren Struktur erleidet dieselben horizontalen Bodenbeschleunigungen wie der Boden. In der Realität sind Bauwerke mehr oder weniger nachgiebig und die Struktur reagiert dementsprechend mit Schwingungen. Die Verläufe der Boden- und Bauwerksbewegungen sind demnach nicht gleich. Die Ausprägung des Schwingungseinflusses ist abhängig von der Bauwerksschlankheit und der Masse, was sich wiederum in einer Verringerung oder einer Vergrößerung der Bauwerksbeanspruchung auswirkt (Petersen und Werkle 2017, 862).

Zur sicheren und praktikablen Berechnung von Erdbebeneinwirkungen auf ein zu untersuchendes Bauwerk gibt es unterschiedliche Ansätze, die sich hinsichtlich ihrer Annäherung an die realistisch zu erwartende Beanspruchung unterscheiden. Diesbezüglich hat das sog. Antwortspektrenverfahren die größte Bedeutung. Grundlage des Antwortspektrums sind Starkbeben-Seismogramme. Dabei wird die Reaktion eines linearen Einfreiheitsgradschwingers (EFS) für jedes Seismogramm unter mehrfacher Variation der Eigenfrequenz f bzw. der Eigenperiode $T = 1/f$ und des Dämpfungsgrades berechnet. Der Schwingungsverlauf der Masse des EFS wird für den Beschleunigungsverlauf des jeweiligen Seismogramms numerisch berechnet und hieraus der Größtwert ausgesondert. Es ergibt sich für die wiederholte Berechnung mit unterschiedlichen Werten der Eigenperiode jeweils ein neuer Größtwert. In ihrer Gesamtheit über T aufgetragen, bilden diese Werte das Antwortspektrum. Bei der Auswertung unterschiedlicher Seismogramme ergeben sich somit eine Schar von Antwortspektren, die anschließend normiert und in bautechnischen Regelwerken festgeschrieben werden. Demnach wurde ein normiertes Einheitsspektrum mit Kennwerten eingeführt, mit der die Erdbebenzone, die Grundverhältnisse und weitere bemessungsrelevante Parameter erfasst werden können (Petersen und Werkle 2017, 862).

Im Eurocode 8 ist für das Antwortspektrum-Verfahren ein solch normiertes Bemessungsspektrum angegeben. Dieses beruht auf einem Gefährdungsniveau, das einer mittleren Referenz-Wiederkehrperiode von 475 Jahren entspricht. Die Eintreffens- oder Überschreitungswahrscheinlichkeit liegt bei 10% in 50 Jahren. Für die Bundesrepublik Deutschland wurde auf probabilistischer Grundlage eine Erdbebenzonenkarte mit den Zonen 0 bis 3 erstellt. Den einzelnen Zonen sind Referenzwerte der Bodenbeschleunigung a_{gR} zugeordnet. Zudem wird die

Baugrundklasse, die Untergrundklasse und die Bedeutungskategorie des Bauwerks mitberücksichtigt (Petersen und Werkle 2017, 873–874).

13.1 Ermittlung der Erdbebenlasten

Im Bodengutachten wird für den Standort Rottweil, in Anlehnung an die DIN 4149:2005-04 und der entsprechenden Erdbebenzonenkarte, die Erdbebenzone 1 zugeordnet. Dieser Zone wird eine Referenz-Bodenbeschleunigung $a_{gR} = 0,4 \text{ m/s}^2$ zugrunde gelegt (Smolczyk & Partner GmbH März 2014).

In Anlehnung an die durchgeführten geotechnischen Untersuchungsberichte kann von einem Untergrundparameter $S = 1,25$ und im Sinne der Norm von dominierenden Untergrundverhältnissen B-R ausgegangen werden (Smolczyk & Partner GmbH März 2014).

Der Testturm lässt sich der Bedeutungsklasse 3 zuordnen (DIN Deutsches Institut für Normung e.V. 2013, 441).

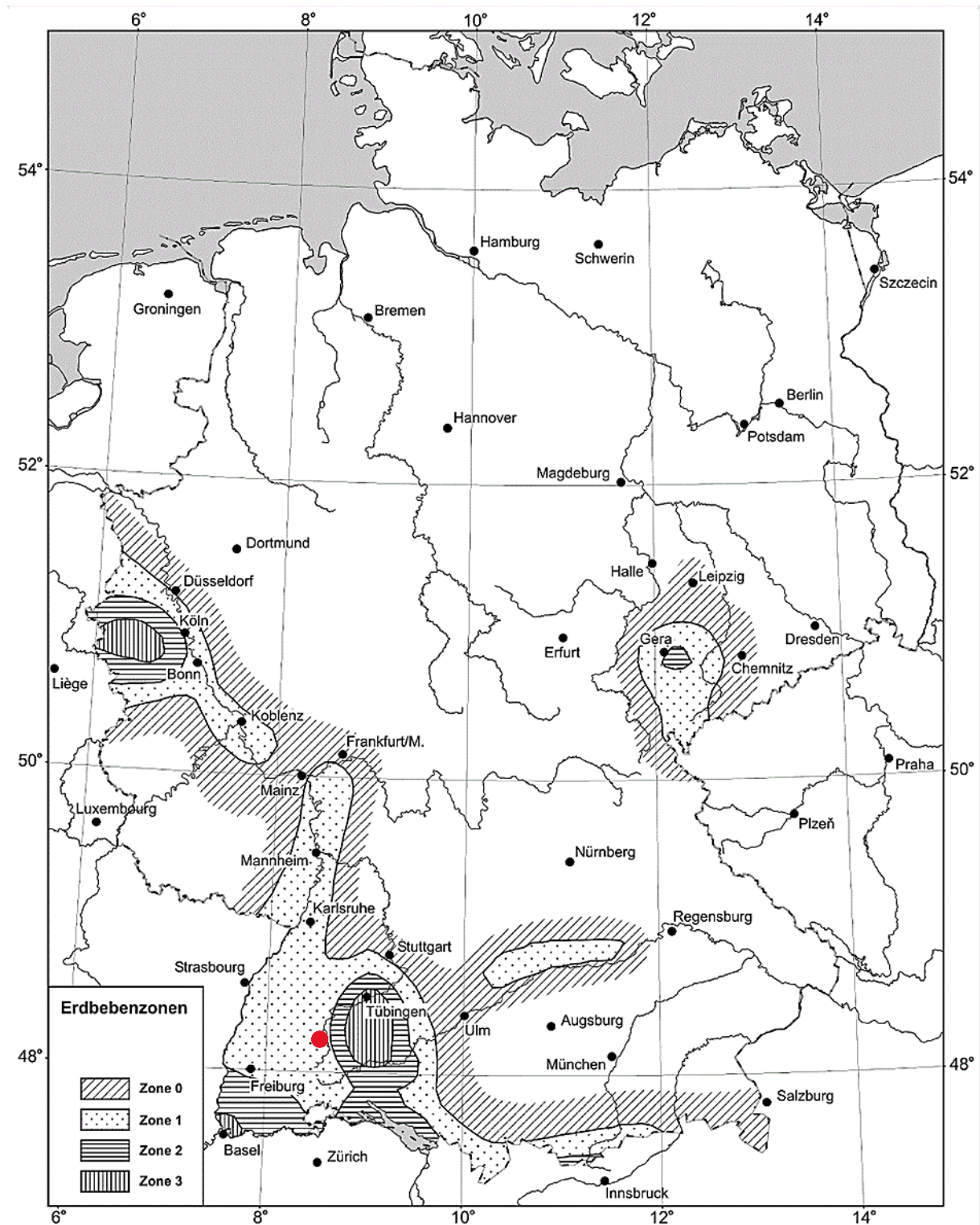


Abbildung 15: Erdbebenzonenkarte der BRD (DIN Deutsches Institut für Normung e.V. 2013, 37)

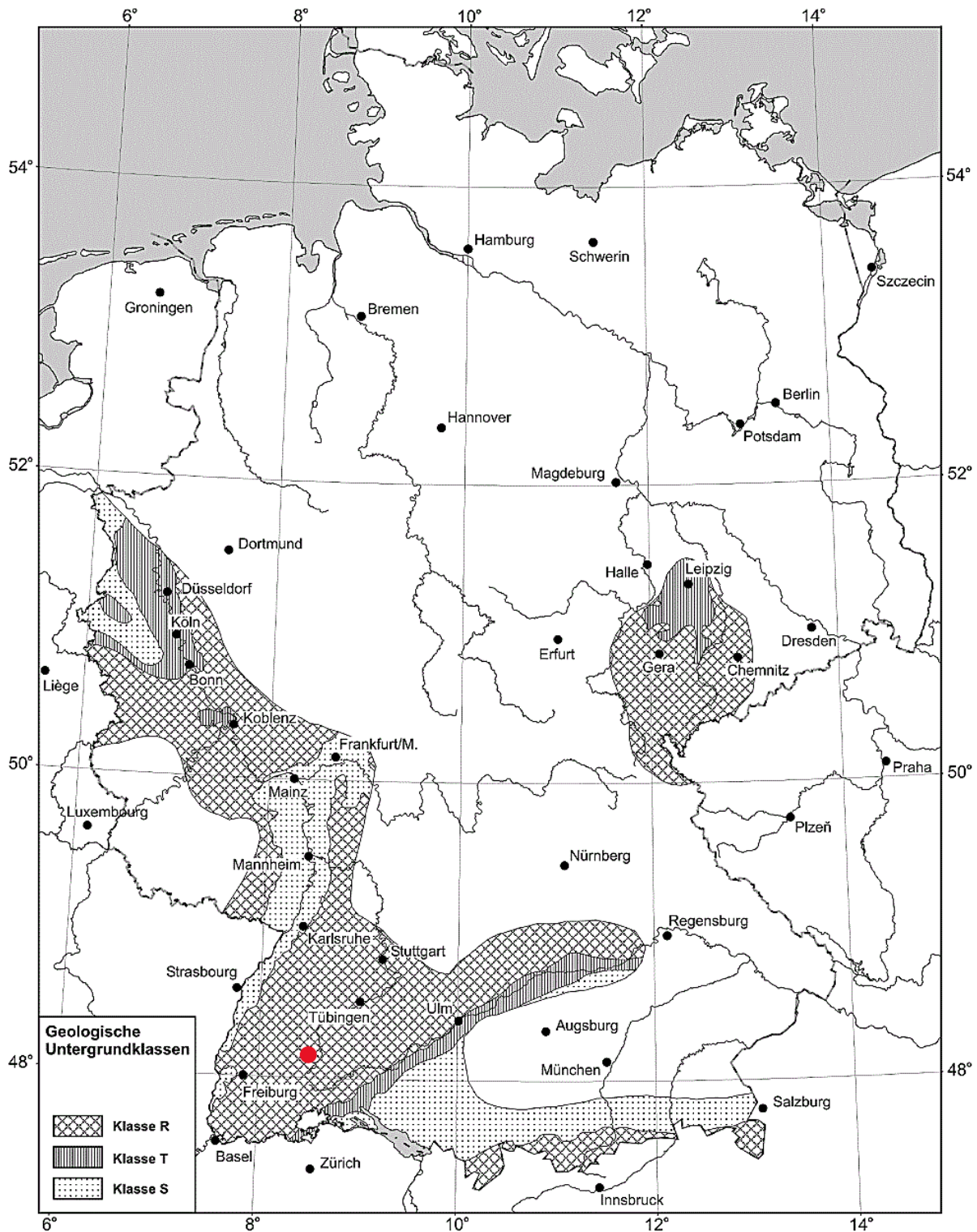


Abbildung 16: Untergrundklassen in den Erdbebenzonen der BRD (DIN Deutsches Institut für Normung e.V. 2013, 39)

Um die Erdbebenlasten ermitteln zu können, muss zunächst die Eigenschwingzeit ermittelt werden, um folgend das elastische Antwortspektrum verwenden zu können.

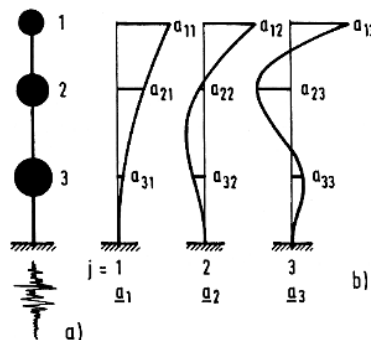
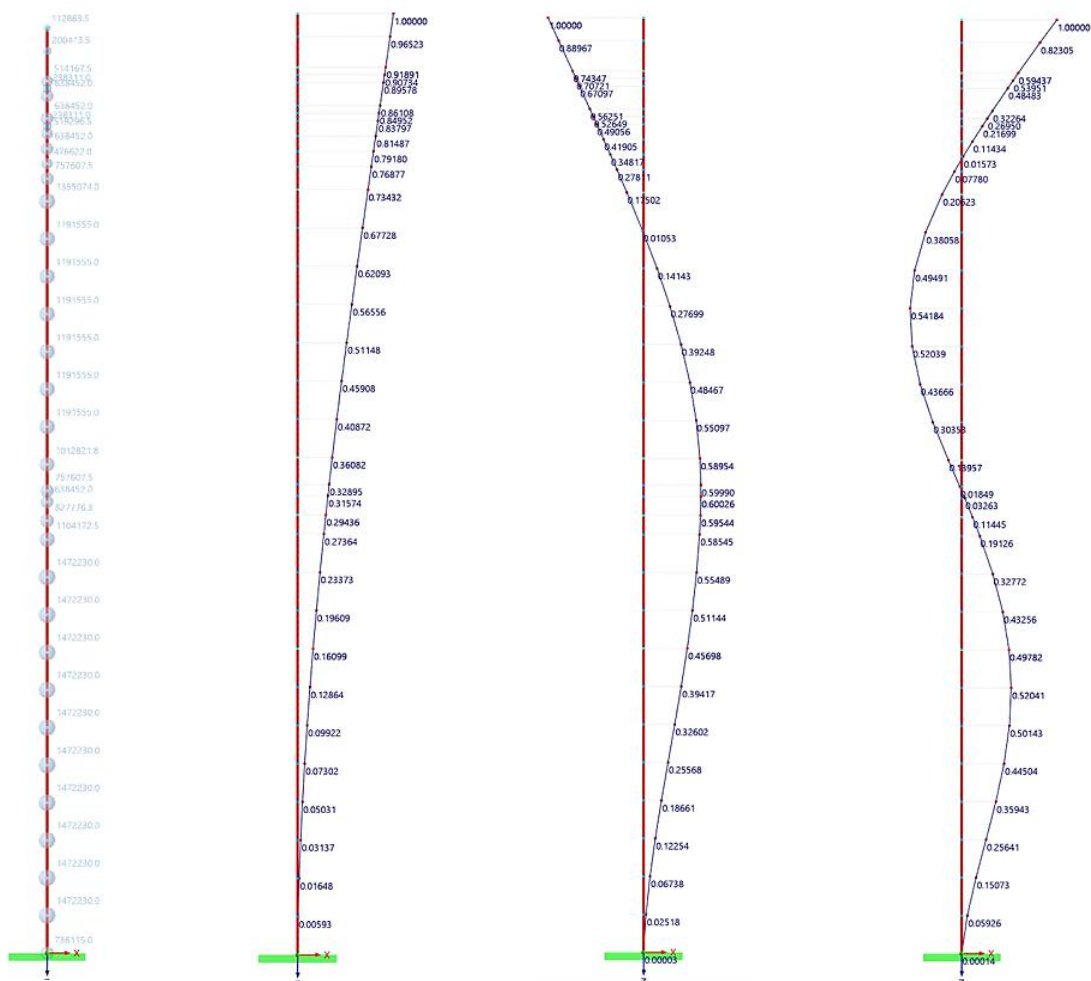


Abb. 13.30 Lotrechte Struktur

Abbildung 17: Darstellung der Massenverteilung und Eigenformen eines Kragträgers (Petersen und Werkle 2017, 884)



Massen

1. Eigenform

2. Eigenform

3. Eigenform

Mit einer Eigenfrequenz von 0,208 Hz (1/s) (siehe Kapitel 12, Eigenfrequenz 2D) lässt sich die Eigenschwingzeit T wie folgt berechnen:

$$T [s] = \frac{1}{f [1/s]}$$

$$T = \frac{1}{0,208 \frac{1}{s}} = 4,81 s$$

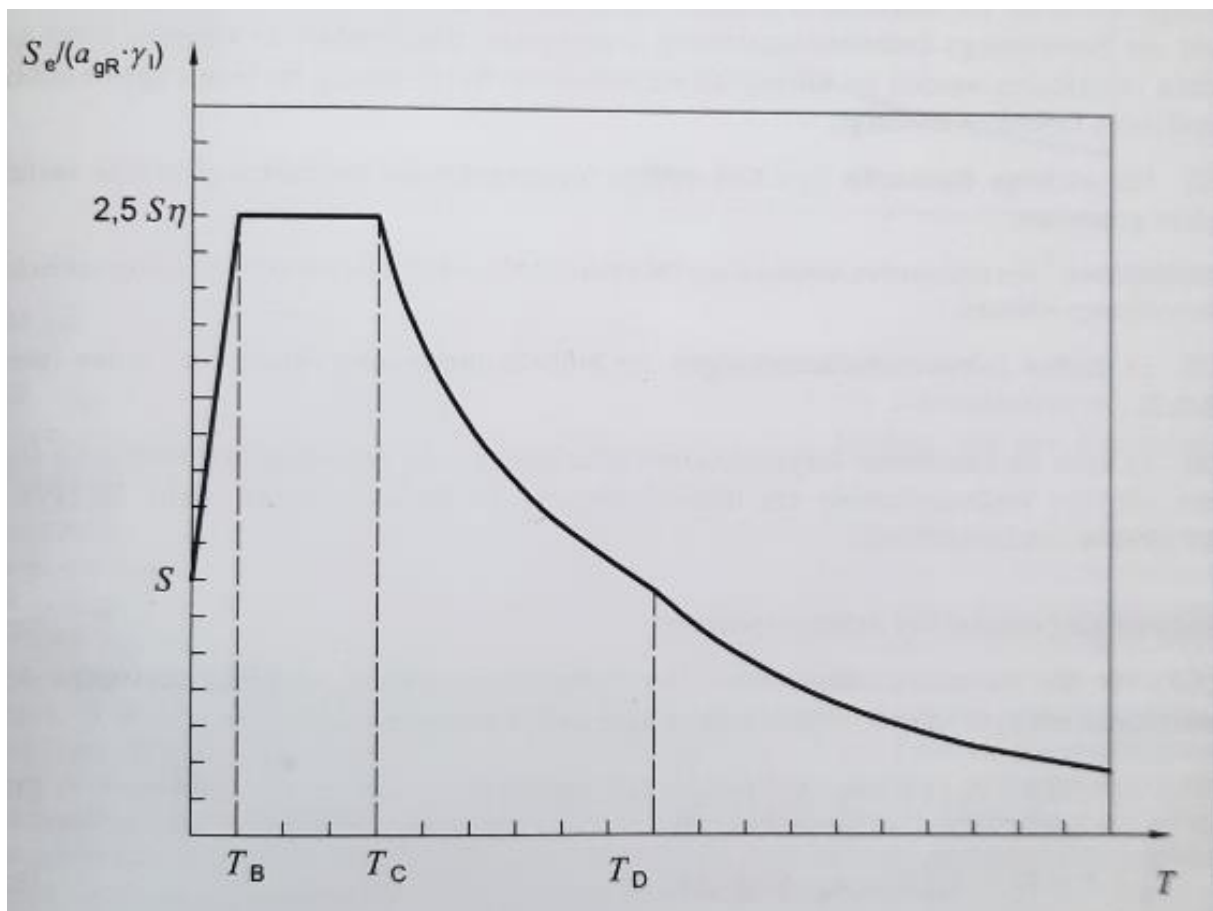


Abbildung 18: Elastisches Antwortspektrum (DIN Deutsches Institut für Normung e.V. 2013, 41)

Tabelle NA.4: Werte der Parameter zur Beschreibung des elastischen horizontalen Antwortspektrums

Untergrundverhältnisse	S	T_B s	T_C s	T_D s
A-R	1,00	0,05	0,20	2,0
B-R	1,25	0,05	0,25	2,0
C-R	1,50	0,05	0,30	2,0
B-T	1,00	0,1	0,30	2,0
C-T	1,25	0,1	0,40	2,0
C-S	0,75	0,1	0,50	2,0

Abbildung 19: Parameter zur Beschreibung des elastischen horizontalen Antwortspektrums (DIN Deutsches Institut für Normung e.V. 2013, 41)

Da in diesem Fall die Eigenschwingzeit $T \geq T_D$ ist, gilt für die Ordinate des elastischen Antwortspektrums folgende Formel:

$$S_e(T) = a_{gR} \cdot \gamma_l \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2}$$

Mit:

$S_e(T)$ Ordinate des elastischen Antwortspektrums (Antwortbeschleunigung)

a_{gR} Referenz-Spitzenwert der Bodenbeschleunigung

Hier: $a_{gR} = 0,4 \frac{m}{s^2}$

γ_l Bedeutungsbeiwert

Hier: Bedeutungskategorie 3, Bedeutungsbeiwert $\gamma_l = 1,2$

S Untergrundparameter

Hier: $S = 1,25$

η Dämpfungskorrekturbeiwert mit dem Referenzwert $\eta = 1$ für 5% viskose Dämpfung

T_C, T_D Kontrollperioden des Antwortspektrums

Hier: $T_C = 0,25 \text{ s}, T_D = 2,0 \text{ s}$

T Eigenschwingzeit

Hier: $T = 4,81 \text{ s}$

(DIN Deutsches Institut für Normung e.V. 2013, 40–41)

$$S_e(T) = 0,4 \frac{m}{s^2} \cdot 1,2 \cdot 1,25 \cdot 1,0 \cdot 2,5 \cdot \frac{0,25 \text{ s} \cdot 2,0 \text{ s}}{(4,81 \text{ s})^2} = \mathbf{0,0324} \frac{m}{s^2}$$

Die Anwendung der folgenden Berechnung ist nach DIN EN 1998-1 bis zu einer Grundschwingzeit von $T_1 \leq 4 \cdot T_C \leq 2 \text{ s}$ zulässig. Gemäß den Voraussetzungen wird nur die erste Eigenform berücksichtigt.

Überprüfung der Voraussetzung: $4,78 \text{ s} \geq 4 \cdot 0,25 \text{ s} = 1,0 \text{ s} \leq 2 \text{ s}$

Weiterhin muss gewährleistet sein, dass der Turm in der Höhe eine gewisse Regelmäßigkeit und im Grundriss eine annähernd doppel-symmetrische Querschnittsform aufweist. Dies ist in dem Fall streng genommen aufgrund der Anordnung der Innenwände nicht der Fall. Die Ermittlung der Erdbebenlasten nach dieser Vorgehensweise hat somit keine Gültigkeit. Bei einem Bauwerk mit relativ regelmäßiger Struktur und einer Grundeigenfrequenz, die sich sicher angeben lässt, ist mit dieser Vorgehensweise eine zuverlässige Abschätzung der Erdbebenlasten, im Rahmen der Vorbemessung, möglich (vgl. Petersen und Werkle 2017, 890–891).

Höhe z [m]	Verschiebung u [-]	Masse m [kg]	Erdbebenlast [kN]
10,00	0,00593	1472230,00	0,28
20,00	0,01648	1472230,00	0,79
30,00	0,03137	1472230,00	1,50
40,00	0,05031	1472230,00	2,40
50,00	0,07302	1472230,00	3,49
60,00	0,09922	1472230,00	4,74
70,00	0,12864	1472230,00	6,15
80,00	0,16099	1472230,00	7,69
90,00	0,19609	1472230,00	9,37
100,00	0,23373	1472230,00	11,17
110,00	0,27364	1518060,70	13,48
120,00	0,31574	1431143,90	14,66
130,00	0,36082	1391325,60	16,29
140,00	0,40872	1191555,00	15,80
150,00	0,45908	1191555,00	17,75
160,00	0,51148	1191555,00	19,78
170,00	0,56556	1191555,00	21,87
180,00	0,62093	1191555,00	24,01
190,00	0,67728	1191555,00	26,19
200,00	0,73432	1355074,00	32,29
210,00	0,79180	1553455,50	39,91
220,00	0,84952	1396059,50	38,48
230,00	0,90734	1396059,50	41,10
240,00	0,96523	200413,50	6,28
246,00	1,00000	112863,50	3,66

Tabelle 12: Ermittlung der horizontalen Erdbebenlasten

In Tabelle 12 sind die Erdbebenlasten alle 10 m nach der genannten Formel ermittelt worden. Dazu wurde für jede angegebene Höhe jeweils die Masse m und die normierte Verschiebung u aus dem 2D-Modell für die erste Eigenform mit einer Eigenfrequenz von $f = 0,208$ ausgelesen.

Die Erdbebenlasten wurden wie folgt berechnet:

$$H_{E,n,k} [kN] = S_E(T) \cdot u \cdot \frac{m}{1000}$$

Mit diesen Lasten lässt sich nun das Moment an der Einspannung berechnen:

$$M_{E,k} = \sum (H_{E,n,k} \cdot z_n)$$

Höhe z [m]	Erdbebenlast H [kN]	Moment M [kNm]
10,00	0,28	2,83
20,00	0,79	15,75
30,00	1,50	44,96
40,00	2,40	96,13
50,00	3,49	174,41
60,00	4,74	284,39
70,00	6,15	430,17
80,00	7,69	615,25
90,00	9,37	843,07
100,00	11,17	1116,55
110,00	13,48	1482,69
120,00	14,66	1759,47
130,00	16,29	2117,63
140,00	15,80	2212,36
150,00	17,75	2662,45
160,00	19,78	3164,10
170,00	21,87	3717,32
180,00	24,01	4321,33
190,00	26,19	4975,35
200,00	32,29	6457,53
210,00	39,91	8381,50
220,00	38,48	8466,19
230,00	41,10	9453,44
240,00	6,28	1506,46
246,00	3,66	900,90

Summe

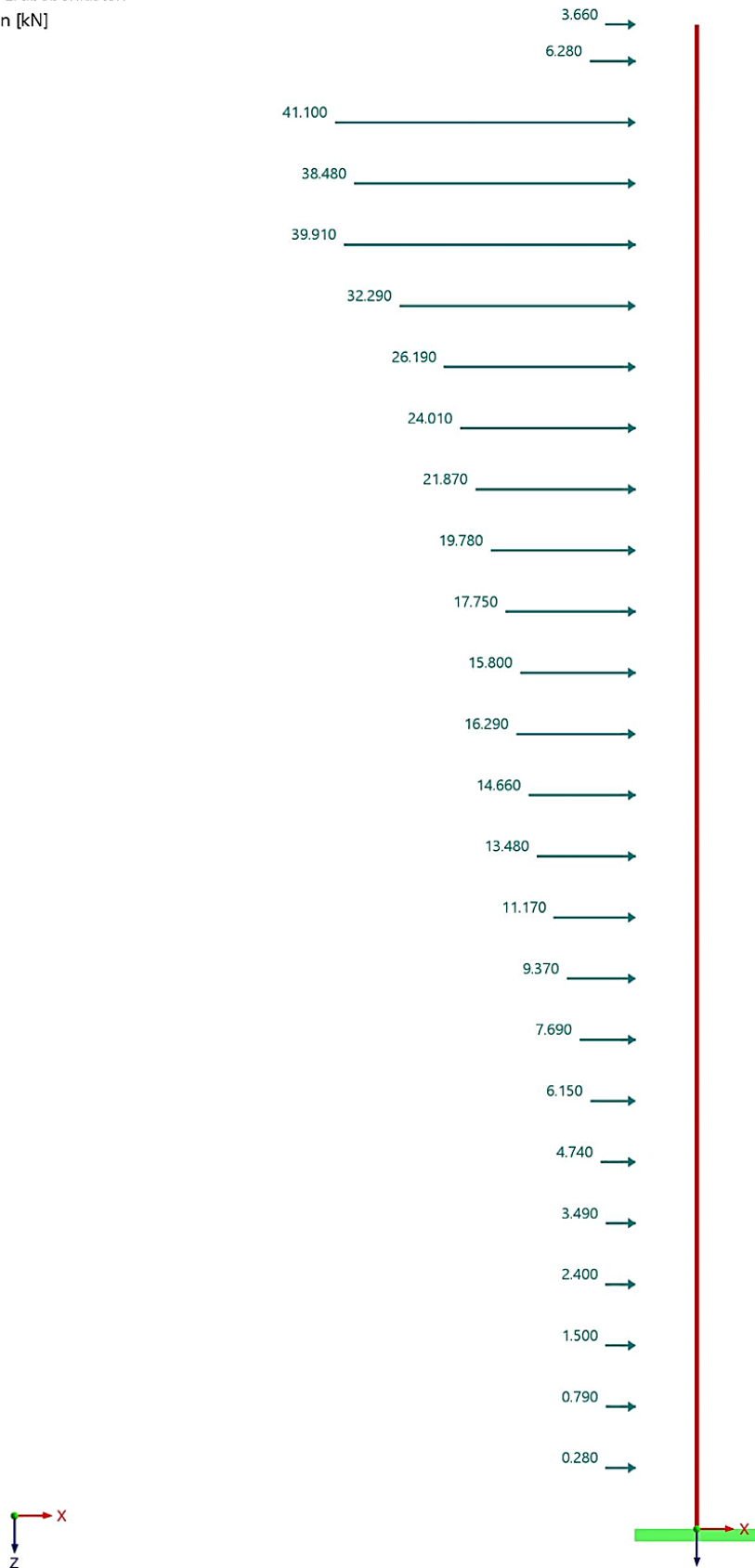
65202,22

Tabelle 13: Ermittlung des Moments infolge der Erdbebenlasten

$$M_{Ed} = 1,5 \cdot 65.202,22 \text{ kNm} \cong 98.000 \text{ kNm}$$

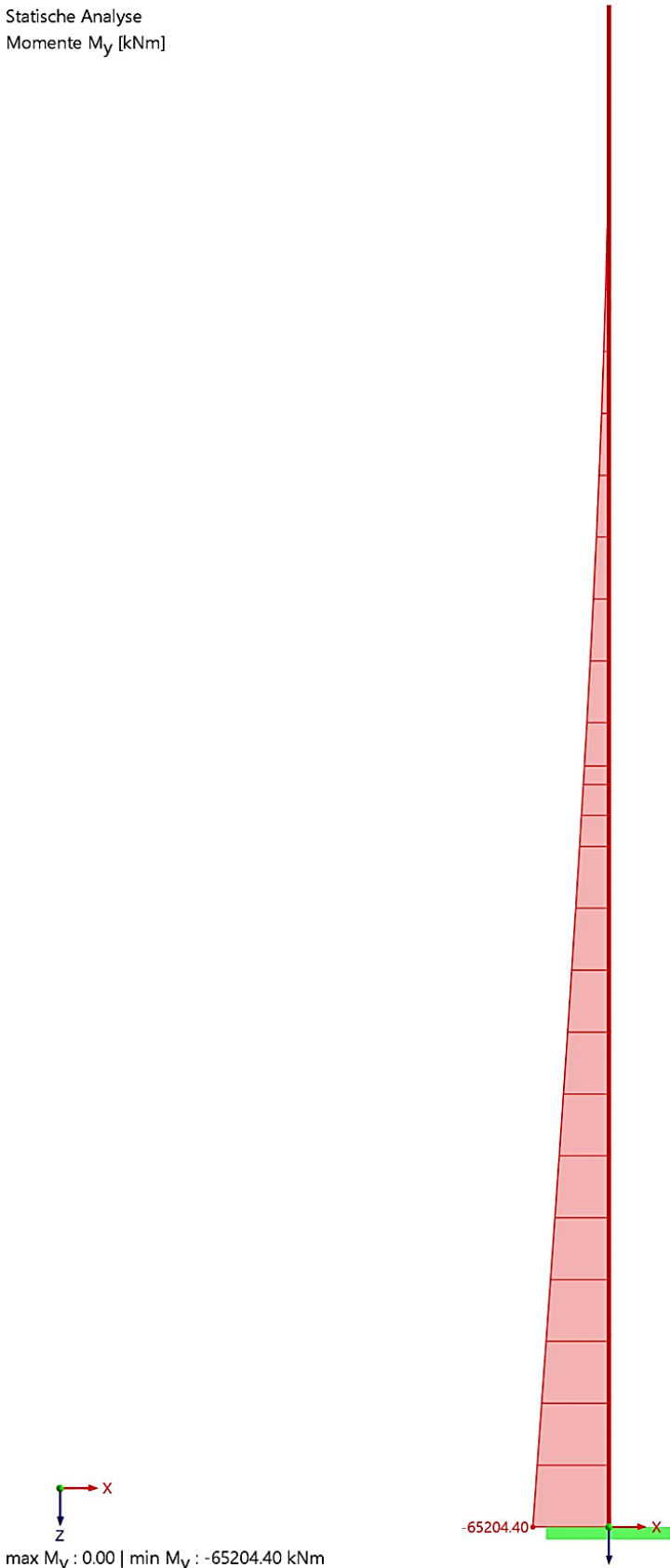
13.2 Berechnung im 2D-Modell

LF9 - Erdbebenlasten
Lasten [kN]



Momentenverlauf:

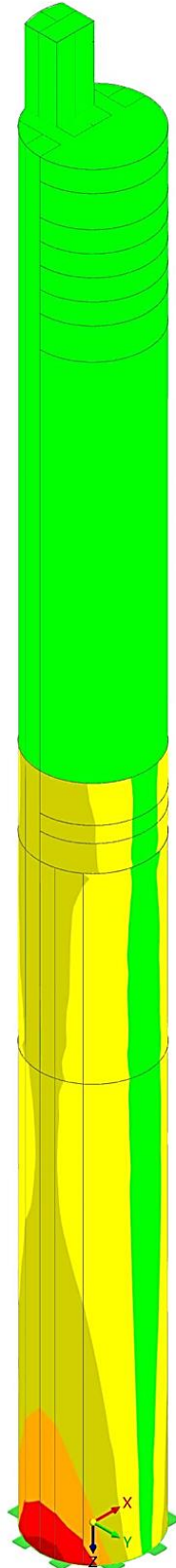
LF9 - Erdbebenlasten
Statische Analyse
Momente M_y [kNm]



13.3 Berechnung im 3D-Modell

n_x -Verlauf:

Sichtbarkeitsmodus
LF10 - Antwortspektren
Spektralanalyse, X
Normalkräfte n_x [kN/m]



Flächen	Schnittgrößen	Grundschnittgrößen
607.283		n_x [kN/m]
496.868		0.04 %
386.453		0.18 %
276.038		0.56 %
165.623		3.37 %
55.208		4.41 %
-55.208		82.89 %
-165.623		4.41 %
-276.038		3.37 %
-386.453		0.56 %
-496.868		0.18 %
-607.283		0.04 %

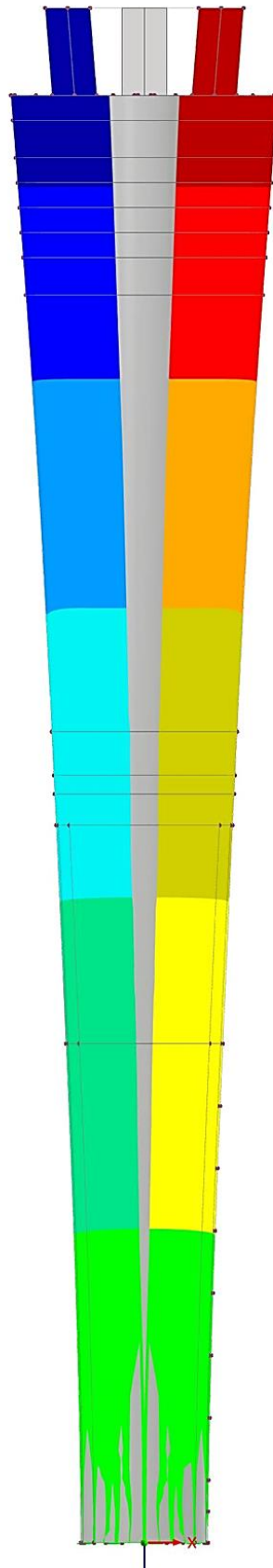



max n_x : 607.283 | min n_x : -607.283 kN/m

Verformungen in x-Richtung

Sichtbarkeitsmodus
LF10 - Antwortspektren
Spektralanalyse, X
Verschiebungen u_x [mm]

Globale Verformungen u_x [mm]	
34.1	4.27 %
27.9	6.26 %
21.7	6.31 %
15.5	9.25 %
9.3	12.28 %
3.1	23.25 %
-3.1	12.28 %
-9.3	9.25 %
-15.5	6.31 %
-21.7	6.26 %
-27.9	4.27 %
-34.1	4.27 %




max u_x : 34.1 | min u_x : -34.1 mm

13.4 Gegenüberstellung

$$\text{Relation zur Windlast: } \frac{M_{\text{Erdbeben}}}{M_{\text{Wind}}} \cdot 100 = \frac{98.000 \text{ kNm}}{1.763.000 \text{ kNm}} \cdot 100 = 5,6 \%$$

Dies entspricht im Vergleich ca. 5,6% zum Moment infolge der Windlasten.

Dieser Vergleich lässt deuten, dass die Einwirkungen aus den Windlasten für die Bemessung um ein Vielfaches maßgebender sind als die Einwirkungen aus den Erdbebenlasten. Das soll jedoch nicht heißen, dass die Erdbebenlasten für die Bemessung vollständig vernachlässigbar sind. Besonders die Einspannung sollte aufgrund von Boden-Bauwerks-Interaktionen infolge von Erdbebeneinwirkungen genauer untersucht werden, was jedoch nicht weiter Bestandteil dieser Arbeit sein soll. Die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit gelten nach DIN 4149 für die Gesamtstruktur als erbracht (vgl. Bischoff et al. 2020, 135).

14 Zusammenfassung und Fazit

Die intensive Auseinandersetzung mit einem Bauwerk wie dem TK Elevator Testturm in Rottweil, der in vielerlei Hinsicht einzigartig ist, hat gezeigt, wie komplex die Planung und Umsetzung eines auf den ersten Blick schlichten Bauwerks sein kann.

In dieser Abschlussarbeit wurden verschiedene Aspekte des TK Elevator Testturms in Rottweil behandelt. Es wurde versucht von der Entstehungsgeschichte und technischen Informationen bis hin zu groben statischen Untersuchungen, sowie Untersuchungen zur Wind- und Erdbebeneinwirkung, ein übersichtliches Gesamtbild zu schaffen. Sicherlich wurden in dieser Arbeit nicht alle Szenarien betrachtet und Nachweise geführt. Die Absicht dieser Abschlussarbeit zeichnete sich darin aus, dass bereits erlernte Wissen aus dem bisherigen Studium zu vertiefen und gewisse Themen wie z. B. Erdbebeneinwirkungen und Flächentragwerke neu aufzuarbeiten.

Insbesondere die Themen der Wind- und Erdbebeneinwirkung waren sehr lehrreich. Die Untersuchung der Windeinwirkungen hat gezeigt, dass gerade bei hohen Bauwerken wirbelerregte Querschwingungen von zentraler Bedeutung sind. Auch die Auseinandersetzung mit den Erdbebeneinwirkungen war bemerkenswert. Diese haben in diesem Fall zwar keinen großen Einfluss auf den Testturm, jedoch war es wichtig sich in dieses Thema einzuarbeiten, gerade weil im Saarland und in der unmittelbaren Umgebung solche Nachweise keine Relevanz haben.

Durch die Anwendung der Elastizitäts- und Plastizitätstheorie konnte ein umfassendes Verständnis für die unterschiedlichen Betrachtungsweisen eines gleichen Tragelements gewonnen werden.

Die Verfügbarkeit der realen Berichte aus der Planungszeit des Testturms war eine sehr große Unterstützung für die Anfertigung dieser Arbeit. Die Windkanalversuche und die geotechnischen Untersuchungsberichte ermöglichten es, reale Lastannahmen für die Berechnungen zu treffen und eine gute theoretische Grundlage zu schaffen.

15 Literaturverzeichnis

- (2013). Handbuch Eurocode 8 - Erdbeben. Band 1: Allgemeine Regeln. Berlin/Wien, Zürich, Beuth.
- BauNetz - Heinze GmbH (2025). Testturm für Schnellaufzüge in Rottweil. Online verfügbar unter <https://www.baunetzwissen.de/fassade/objekte/gewerbe-industrie/testturm-fuer-schnellaufzuege-in-rottweil-5438685> (abgerufen am 15.03.2025).
- Bischoff, Manfred/Scheven, Malte von/Oesterle, Bastian (Hg.) (2020). Berichte der Fachtagung Baustatik - Baupraxis 14. 23. und 24. März 2020, Universität Stuttgart. Stuttgart, Institut für Baustatik und Baudynamik, Universität.
- Bundesministerium des Innern, für Bau und Heimat/Bundesingenieurkammer e.V. (Hg.) (2018). Ingenieurbau in Deutschland 2018. Staatspreis. Berlin, DBM Druckhaus Berlin-Mitte.
- DBZ Deutsche BauZeitschrift (2018). thyssenkrupp Testturm, Rottweil. Online verfügbar unter <https://www.dbz.de/artikel/thyssenkrupp-testturm-rottweil-3156533.html> (abgerufen am 14.03.2025).
- DIN EN 1991-1-4/NA. Nationaler Anhang - Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke, September 2008. Berlin.
- DIN EN 1991-1-4:2010. Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke, April 2010. Berlin.
- Erler, Horst/Remarque, Werner (2016). Bauwerk der Rekorde - Der Testturm in Rottweil. Beton-Informationen 56 (1).
- Erkert, Kathrin (2017). Hoch, höher, am höchsten. Der Thyssenkrupp-Testturm in Rottweil. Wirtschaft im Südwesten (11), 6–10. Online verfügbar unter https://www.wirtschaft-im-suedwesten.de/files/publications/2017_11/SOR/files/assets/basic-html/page-6.html (abgerufen am 14.03.2025).
- Glunk, Thomas/Strohmeier, Klaus (2017). Bau eines Aufzugstestturms in Rottweil. Fachzeitschrift der Berufsgenossenschaft der Bauwirtschaft 129 (7), 2–6. Online verfügbar unter <https://www.bgbau.de/service/angebote/medien-center-suche/medium/bauportal-2017-7> (abgerufen am 15.03.2025).
- Hinz, Holger/Sobek Werner (2017). Der Testturm in Rottweil. Deutschlands höchste Aussichtsplattform. Verband Beratender Ingenieure VBI 47, 18–22. Online verfügbar unter <https://epaper.koellen.de/vbi/2017-07/#1> (abgerufen am 14.03.2025).
- Holcim (Süddeutschland) GmbH (2016). Bauwerk der Rekorde. Testturm von thyssenkrupp in Rottweil.

- Jilg, Luisa/Rohde, Paul Levin (Regie) (2022). 246 Meter Aufzugtestturm - Projektleiter Holger Hinz führt durch den TK Elevator Testturm. Werner Sobek AG (Redaktion). Youtube-Video. 7:55 min. Online verfügbar unter <https://www.youtube.com/watch?v=ONeX2DE-FASA> (abgerufen am 21.03.2025).
- Kastilo Technische Gewebe GmbH (2025). Online verfügbar unter <https://www.kastilo.de/index.php/de/produkte/ptfe-beschichtete-gewebe> (abgerufen am 22.02.2025).
- Kümmel, Birgit (2015). Testturm aus Stahlbeton. Testturm für Aufzugsanlagen in Rottweil. DAI Verband Deutscher Architekten- und Ingenieurvereine e.V. Online verfügbar unter <https://www.dai.org/baukultur/zeitschrift/beitraege/1499-testturm-aus-stahlbeton> (abgerufen am 13.03.2025).
- Lork, Martin/Hanke, Andreas (2019). Singularitäten in der FEM - Ursachen und Bewertung. Ingenieurbüro Andreas Hanke. Online verfügbar unter <https://www.ing-hanke.de/know-how/singularitaeten-in-der-fem-ursachen-und-bewertung/> (abgerufen am 24.03.2025).
- Meskouris, Konstantin/Butenweg, Christoph/Hake, Erwin/Holler, Stefan (2011). Baustatik in Beispielen. 2. Aufl. Berlin, Heidelberg, Springer Berlin Heidelberg.
- Öffner, Nadja (2024). Amerikaner und Engländer staunen plötzlich gewaltig über dieses markante Bauwerk in Deutschland. Merkur.de. Online verfügbar unter <https://www.merkur.de/deutschland/baden-wuerttemberg/deutschland-wuerttemberg-amerika-england-faszination-tk-elevator-turm-bauwerk-baden-93405335.html> (abgerufen am 10.02.2025).
- Petersen, Christian/Werkle, Horst (2017). Dynamik der Baukonstruktionen. 2. Aufl. Wiesbaden/Heidelberg, Springer Vieweg.
- Schmidt, Peter (2019). Lastannahmen - Einwirkungen auf Tragwerke. Grundlagen und Anwendung nach EC 1. Wiesbaden/Heidelberg, Springer Vieweg.
- Schneider, Klaus-Jürgen (2020). Bautabellen für Ingenieure. Mit Berechnungshinweisen und Beispielen. Hg. von Andrej Albert. 24. Aufl. Köln, Reguvis.
- Smolczyk & Partner GmbH (2014). Rottweil, Berner Feld: Neubau Testturm. Geotechnische Beratung. Stuttgart.
- Smolczyk & Partner GmbH (2014). Rottweil, Berner Feld: Neubau Testturm. Geotechnischer Untersuchungsbericht. Stuttgart.
- Spektrum der Wissenschaft Verlagsgesellschaft mbH (o.J.). Atmosphärische Grenzschicht. Online verfügbar unter <https://www.spektrum.de/lexikon/geowissenschaften/atmosphaerische-grenzschicht/1069> (abgerufen am 12.02.2025).
- thyssenkrupp (2016). Good vibrations: Testturm in Rottweil schwingt im Rhythmus der Stadt. thyssenkrupp Elevator AG, Pressemitteilung vom 18.02.2016.

TK Elevator Innovation and Operations GmbH (2025). Made By TK Elevator. Neue Horizonte. Online verfügbar unter https://testturm.tkelevator.com/global-de/der-testturm/#st_section_divider (abgerufen am 15.03.2025).

topographic-map.com (Hrsg.) (2025). Topografische Karte Rottweil. Online verfügbar unter <https://de-de.topographic-map.com/map-fbc4s/Rottweil/?center=47.98038%2C8.82813&zoom=10> (abgerufen am 18.02.2025).

Wacker Ingenieure GmbH (2014). ThyssenKrupp Test Turm Rottweil. Endbericht - Windkanalversuche. Birkenfeld.

Werner Sobek AG (2025). TK Elevator Testturm. Online verfügbar unter <https://www.werner-sobek.com/de/fokus/tkt/> (abgerufen am 15.03.2025).

Windtechnologische Gesellschaft (WTG) e. V. (o.J.). Der Windkanal. Windtechnologische Gesellschaft (WTG) e. V. Online verfügbar unter <https://wtg-dach.org/de/fachliches/analysemethoden/windkanal#windkanaltechnik> (abgerufen am 12.02.2025).

16 Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1: TK Elevator Testturm, Rottweil (Öffner 2024)	5
Abbildung 2: Längsschnitt und Ansichten des TK Elevator Testturms (Werner Sobek AG 2025)	11
Abbildung 3: Grundriss bis 115 m Höhe (Wacker Ingenieure GmbH September 2014)	12
Abbildung 4: Grundriss von 115 – 232 m Höhe (Wacker Ingenieure GmbH September 2014)	12
Abbildung 5: Darstellung der unterschiedlichen Betonfestigkeiten im Turm (Holcim (Süddeutschland) GmbH 2016)	14
Abbildung 6: Das Schwingungsdämpfersystem im Testturm RW (Bischoff et al. 2020)	20
Abbildung 7: Abhängung des Pendels im Testturm RW (Petersen und Werkle 2017)	20
Abbildung 8: Für die Windkanalversuche angefertigten starren Modelle	27
Abbildung 9: Die für die Windkanalversuche angefertigten aeroelastischen Modelle	27
Abbildung 10: Abstufung der Durchlässigkeit der Fassade	28
Abbildung 11: Statisches System	44
Abbildung 12: Schalenschnittgrößen einer Kreiszylinderschale unter Radialbelastung (vgl. Meskouris et al. 2011, 298)	76
Abbildung 13: Bewehrungsanordnung im FE-Modell	78
Abbildung 14: Messung der ersten Eigenfrequenz vor Ort	93
Abbildung 15: Erdbebenzonenkarte der BRD (DIN Deutsches Institut für Normung e.V. 2013, 37)	97

Abbildung 16: Untergrundklassen in den Erdbebenzonen der BRD (DIN Deutsches Institut für Normung e.V. 2013, 39)	98
Abbildung 17: Darstellung der Massenverteilung und Eigenformen eines Kragträgers (Petersen und Werkle 2017, 884)	99
Abbildung 18: Elastisches Antwortspektrum (DIN Deutsches Institut für Normung e.V. 2013, 41).....	100
Abbildung 19: Parameter zur Beschreibung des elastischen horizontalen Antwortspektrums (DIN Deutsches Institut für Normung e.V. 2013, 41)	101

17 Tabellenverzeichnis

Tabelle 1: Ermittelte Windlasten aus den Windkanalversuchen.....	32
Tabelle 2: Umgerechnete Windlasten zur 2D und 3D Anwendung	33
Tabelle 3: Zusammenfassung der drei Varianten (Wacker Ingenieure GmbH September 2014).....	35
Tabelle 4: Behaglichkeitsempfinden von Menschen in Abhängigkeit der horizontalen Beschleunigung (Wacker Ingenieure GmbH September 2014).....	36
Tabelle 5: Allgemeingültige Grenzwerte der Beschleunigung (Wacker Ingenieure GmbH September 2014).....	37
Tabelle 6: Zulässige Grenzwerte für den Testturm Rottweil (Wacker Ingenieure GmbH September 2014).....	37
Tabelle 7: Horizontalbeschleunigungen beim Testturm Rottweil (Wacker Ingenieure GmbH September 2014).....	38
Tabelle 8: Erforderliche Bewehrung aus dem FE-Modell	84
Tabelle 9: Bewehrungswahl der einzelnen Bereiche	85
Tabelle 10: Übersicht des Systems und der Schnittgrößen	88
Tabelle 11: Zusammenstellung der erforderlichen und gewählten Bewehrung der betrachteten Bereiche	89
Tabelle 12: Ermittlung der horizontalen Erdbebenlasten.....	103
Tabelle 13: Ermittlung des Moments infolge der Erdbebenlasten	104

Eigenständigkeitserklärung

Ich versichere, dass ich die Bachelorthesis selbstständig verfasst habe und keine anderen als die angegebenen Hilfsmittel benutzt wurden. Diese Arbeit oder eine Arbeit mit gleichem oder ähnlichem Thema wurde nicht bereits an anderer Stelle vorgelegt.

Der betreuende Dozent erhält die Arbeit zusätzlich in einer elektronischen Form, die eine Plagiatsprüfung ermöglicht. Ich bin damit einverstanden, dass die Arbeit mit Plagiarismus-Software überprüft wird. Ich weiß, dass bei der Überprüfung die Arbeit möglicherweise der Plagiarismus-Software hinzugefügt wird.

(Unterschrift)

Saarbrücken, 29.03.2025

Noroozi, Sahand



Ort, Datum

Vorname, Name

3863999

Matrikelnummer