

Verwendung von Conditional Mean Spectra im Hochbau

Vergleich der Schnittkräfte unter der Verwendung von Conditional Mean Spectra und Uniform Hazard Spectra für lineare und nichtlineare Zeitverlaufsanalysen eines Gebäudes

Masterthesis HS24

Studiengang: Master of Science in Engineering MSE
MRU Civil Engineering & Building Technology
Tragwerke

Vorgelegt von: Joel Haldi

Advisor: Dirk Proske

Experte: Dipl. Ing. ETH Davide Kurmann

Ort und Datum: Grund, 25.01.2024

Selbständigkeitserklärung

Ich versichere, dass ich diese Arbeit selbständig angefertigt, nicht anderweitig für Prüfungszwecke vorgelegt, keine anderen als die angegebenen Quellen oder Hilfsmittel benutzt sowie wörtliche und sinngemäße Zitate als solche gekennzeichnet habe.

Ort und Datum:

Unterschrift:

Grund, 25.01.2024



Zusammenfassung

Das Bewusstsein für Erdbebenrisiken ist in der Schweiz relativ jung und nahm in den letzten Jahren laufend zu. So werden in der Schweiz Erdbeben für die Bemessung von Bauwerken erst seit etwa 50 Jahre berücksichtigt. Mit jeder Normengeneration werden die Erdbebeneinwirkung verschärft und die Anforderungen nehmen zu. Anderseits werden die Erdbebeneinwirkungen und deren Berechnung in der Norm vereinfacht, damit sie einfach anzuwenden ist und trotzdem für die ganze Schweiz anwendbar bleibt. Deshalb besteht der Wunsch und die Möglichkeit die Erdbebenberechnung zu optimieren. Dank der Forschung kann die Erdbebengefährdung durch aufwendigere Methoden für jeden Standort individuell berechnet werden. Daraus resultieren die «Uniform Hazard Spectra» (UHS). Diese wie auch die Spektren aus der Norm haben jedoch den Nachteil, dass sie das gesamte Frequenzspektrum abdecken, da sie alle möglichen Erdbeben zusammenfassen. Für ein Gebäude ist aber nur das Erdbeben massgebend, welches genau dessen Eigenfrequenz trifft. Deshalb wurden die «Conditional Mean Spectra» (CMS) entwickelt. Diese können jeweils auf die bestimmten Frequenzen der jeweiligen Bauten abgestimmt werden. Im Hochbau ist diese Methode noch kaum verbreitet. Daher wird in dieser Thesis ein Gebäude mit jeweils 30 Zeitverläufen für UHS und für CMS berechnet und die Schnittkräfte verglichen, um das Optimierungspotential abzuschätzen.

Ein weiterer Vorteil von CMS ist, dass sie in der Regel mit Zeitverlaufsanalysen berechnet werden. Diese können sowohl linear als auch nichtlinear durchgeführt werden. Die nichtlineare Berechnung bietet den weiteren Vorteil, dass die nichtlinearen Eigenschaften der Materialien direkt abgebildet werden können. Bei linearen Berechnungen werden diese Eigenschaften gemäss Norm grob mit dem Verhaltensbeiwert q berücksichtigt, welcher wiederum von der Klassierung der Konstruktion abhängt. Bei gemischten Konstruktionen ist der niedrigste Verhaltensbeiwert zu berücksichtigen, was ein Nachteil für diese ist. Mit einer nichtlinearen Modellierung kann dies umgangen werden. Daher wird die Modellierung von Beton und Holzrahmenwänden untersucht und nach Möglichkeiten für eine nichtlineare Modellierung gesucht, damit auf den Verhaltensbeiwert verzichtet werden kann. Für Beton ist eine Lösung mit dem Materialmodell «Beschädigung» gefunden worden.

Für die Berechnung stehen je 30 Zeitverläufe in jede Richtung sowohl für UHS als auch CMS zur Verfügung. Um die Berechnung durchzuführen, wird nach einem geeigneten Programm gesucht. Die Entscheidung fiel auf RFEM von Dlubal. In diesem Programm werden drei Modelle desselben Gebäudes erstellt. Zwei Modell werden linear berechnet: Ein Modell hat alle Wände aus Beton und bei einem Modell sind die halben Wände in der Holzrahmenbauweise erstellt. Das dritte Modell wird nicht lineare berechnet und hat alle Wände aus Beton. Für die lineare Berechnung konnten Stabmodelle verwendet werden, aber für die nichtlineare Berechnung brauchte es ein Schalenmodell. Der Zeitaufwand der Berechnung ist für die Stabmodelle akzeptable. Hingegen sprengt das Schalenmodell den praktikablen Zeitaufwand. Dieses Modell und die Berechnung müssen verbessert werden.

Die Modelle verfehlten den Ankerpunkt von 5 Hertz. Daher ist die Reduktion der Schnittkräfte von bis zu 20 Prozent der beiden linearen Modelle mit Vorsicht zu geniessen. Beim Betonmodell wird deshalb die Steifigkeit der Wände erhöht bis die Eigenfrequenz den Ankerpunkt erreicht. Die Reduktion über das gesamte Gebäude betrachtet liegt so bei 9 Prozent. Das ist etwas besser als bei (Walti 2021). Dort werden Brücken berechnet, die in die verschiedenen Richtungen ganz unterschiedliche Eigenfrequenzen aufweisen. Daher werden verschiedene CMS mit unterschiedlichen Ankerpunkten verwendet. Bei Gebäuden sind die Unterschiede der Eigenfrequenzen der verschiedenen Richtungen weniger gross. Oft können die Wände sogar so dimensioniert werden, dass in beide Richtungen die gleiche Eigenfrequenz besteht. Somit genügt es, mit nur einem Ankerpunkt zu arbeiten. Wenn mit einem Ankerpunkt gearbeitet werden kann, ist das Verbesserungspotential von CMS im Vergleich zu UHS grösser.

Die Differenz zwischen UHS und CMS ist hingegen bei den Schnittkräften der nichtlinearen Berechnung geringer. Dies erklärt sich aber durch die Nichtlinearität. Die Spannung kann nur bis zur Fliessgrenze aufgebaut werden, anschliessen verformt sich das System nur noch. Somit können auch die Momente nur bis zu dieser Grenze gesteigert werden. Dafür wird der Unterschied bei der Gesamtverformung des Gebäudes deutlicher. Durchschnittlich liegt die Reduktion der Verformung bei ca. 12 Prozent.

Summary

The awareness of the earthquake risk is relatively new in Switzerland and has increased steadily in recent years. In Switzerland earthquakes have only been considered for the design of buildings for around 50 years. With each generation of standards, the seismic loads are tightened and the requirements increase. On the other hand, the seismic loads and their calculation are simplified in the standard so that it is easy to apply and remains applicable everywhere in Switzerland. There is therefore a desire and an opportunity to optimize the earthquake calculation. Thanks to research the earthquake hazard can be calculated individually for each location using more complex methods. This results in the "Uniform Hazard Spectra" (UHS). These and the spectra from the standard have the disadvantage that they cover the entire frequency spectrum because they combine all possible earthquakes. For a building, however, only the earthquake that exactly matches its natural frequency is relevant. This is why the "Conditional Mean Spectra" (CMS) were developed. These can be adjusted to the specific frequencies of the respective buildings. This method is not yet widely used in building construction. Therefore, this thesis calculates a building with 30 time histories each for UHS and for CMS and compares the internal forces in order to estimate the optimization potential.

Another advantage of CMS is that they are usually calculated with time history analyses. These can be carried out both linearly and non-linearly. The non-linear calculation offers the further advantage that the non-linear properties of the materials can be included directly. In linear calculations, these properties are roughly taken into account according to the standard with the behavior coefficient q , which depends on the classification of the construction. A disadvantage for mixed constructions is that the lowest behavior coefficient must be factored. This can be avoided with non-linear modeling. Therefore, the modeling of concrete and timber frame walls is examined and possibilities for non-linear modeling are researched so that the behavior coefficient can be dispensed with. A solution has been found for concrete using the "damage" material model.

For the calculation, 30 time histories in each direction are available for both UHS and CMS. A suitable program was researched to run the calculation. The decision was made in favor of RFEM from Dlubal. In this program, three models of the same building are created. Two models are calculated linearly: One model has all walls made of concrete and one model has half the walls made of timber frame construction. The third model is calculated non-linearly and has all walls made of concrete. Bar models could be used for the linear calculation, but a shell model was needed for the non-linear calculation. The time required for the calculation is acceptable for the beam models. The shell model, on the other hand, exceeds the practicable time required. This model and the calculation must be improved.

The models miss the anchor point of 5 Hertz. Therefore, the reduction of up to 20 percent in the internal forces of the two linear models should be treated with caution. In the concrete model, the stiffness of the walls is therefore increased until the natural frequency reaches the anchor point. The reduction over this entire building is 9 percent. This is slightly better than in (Walti 2021). There, bridges are calculated that have very different natural frequencies in the different directions. Therefore, different CMS with different anchor points are used. For buildings, the differences in the natural frequencies of the different directions are less large. Often the walls can even be dimensioned in such a way that the same natural frequency exists in both directions. It is therefore sufficient to work with only one anchor point. If it is possible to work with one anchor point, the improvement potential of CMS is greater compared to UHS.

However, the difference between UHS and CMS is smaller for the internal forces of the non-linear calculation. However, this can be explained by the non-linearity. The stress can only be built up to the yield point, after which the system only deforms. This means that the moments can only be increased up to this limit. However, the difference in the overall deformation of the building becomes clearer. On average, the reduction in deformation is around 12 percent.

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	6
1.1	Ausgangslage	6
1.2	Aufgabenstellung	7
1.3	Vorgehen	7
2	Normative Grundlagen der Erdbebenbemessung	9
2.1	Regionale Erbebengefährdung	9
2.2	Lokale Gefährdung	11
2.3	Antwortspektrum	11
2.4	Verletzbarkeit des Bauwerks	12
2.4.1	Verhaltensbeiwert q	12
2.4.2	Grundschwingzeit T	12
2.5	Gefährdete Personen und Werte	13
2.6	Ersatzkraftverfahren nach SIA 261	13
2.7	Antwortspektrerverfahren nach SIA 261	14
2.8	Diskussion der normativen Grundlagen	14
3	Optimierung der Erdbebeneinwirkung	15
3.1	Teilprojekt 1: seismische Quellen	15
3.2	Teilprojekt 2 Abminderungsgesetze	16
3.3	Teilprojekt 3: Standorteinflüsse	16
3.4	Teilprojekt 4: Gefährdungsberechnung	17
3.4.1	Gefährdungskurven	17
3.4.2	Antwortspektren (UHS)	18
3.4.3	Deaggregation	18
3.4.4	Conditional-Mean-Spektrum (CMS)	19
3.5	Teilprojekt 5: Erdbebenszenarien	21
3.6	Diskussion	21
4	Materialverhalten im Erdbebenfall	22
4.1	Holzrahmenwände	22
4.1.1	Materialisierung der Holzrahmenwände	23
4.1.2	Statische Funktionsweise	25
4.1.3	Berechnung der horizontalen Steifigkeit	25
4.1.4	Ersatzsteifigkeit	28
4.1.5	Duktilität von Holzrahmenwänden	30
4.2	Stahlbeton	32
4.2.1	Beton	33
4.2.2	Betonstahl	37
4.2.3	Verbundwirkung	38
4.2.4	Duktilität von Betonwänden	41
4.3	Hybridbauten	43
4.4	Materialmodelle	45
4.4.1	Linear-elastisches Modell	45
4.4.2	Plastisches Modell	45
4.4.3	Beschädigungsmodell	46
4.5	Diskussion des Materialverhaltens	47
5	Methodik	48
5.1	Berechnungsmethoden	48
5.1.1	Berechnung nach (Proske, Kurmann und Cervenka 2013)	48
5.1.2	Berechnung nach (Walti 2021)	49
5.2	Programme	50
5.2.1	Anforderungen an das Programm	50
5.2.2	Cubus (Cedrus und Statik)	51
5.2.3	AxisVM	54

5.2.4 Dlubal RFEM 5	56
5.2.5 Wahl des Programms	58
5.3 Gebäude	60
5.3.1 Geometrie	61
5.3.2 Materialisierung Betonwände	61
5.3.3 Materialisierung Holzrahmenwände	62
6 Modellierung	64
6.1 Linear-elastisches Modell mit nur Betonwänden	65
6.1.1 Der Start	65
6.1.2 Materialien	66
6.1.3 Querschnitte	66
6.1.4 Stäbe	67
6.1.5 Lager	68
6.1.6 Decke	69
6.2 Linear-elastisches Modell mit Holzrahmenwänden	70
6.3 Nichtlineares Modell	71
6.3.1 Berechnung des positiven Spannungs-Dehnungsdiagramm	72
6.3.2 Berechnung des negativen Spannungs-Dehnungsdiagramm	73
6.3.3 Modell	73
6.4 FE-Netz	74
6.5 Einwirkung	76
6.5.1 Statische Lasten	76
6.5.2 RF-DYNAM Pro	76
6.5.3 Eigenschwingungsfälle	77
6.5.4 Akzelerogramm	79
6.5.5 Dynamischer Lastfall	82
6.6 Kontrollmodell	87
7 Ergebnisse und Analyse	89
7.1 Vergleich der Eigenfrequenzen	89
7.2 Modell 1 und Modell 2 Beton	91
7.3 Modell 5 und Modell 6 Beton und Holz	94
7.4 Modell 3 und Modell 4 Beton nichtlinear	96
8 Schlussfolgerungen	99
8.1 Erkenntnisse	99
8.2 Thesen	101
8.3 Ausblick	102
9 Abbildungsverzeichnis	103
10 Tabellenverzeichnis	105
11 Literaturverzeichnis	106

Anhang A Berechnung der Ersatzsteifigkeit von Holzrahmenwände

Anhang B Berechnung der plastischen Betondruckfestigkeit

Anhang C Eigenfrequenzen und modale Massen

Anhang D Schnittkräfte der Modelle

Anhang E Verformung der plastischen Modelle

1 Einleitung

1.1 Ausgangslage

Das Bewusstsein für das Risiko von Erdbeben ist in der Schweiz relativ jung und nahm in den letzten Jahren laufend zu. So werden in der Schweiz Erdbeben für die Bemessung von Bauwerken erst seit etwa 50 Jahren berücksichtigt. Mit jeder Normengeneration wurden die Erdbebeneinwirkung verschärft. (Wenk, Erdbebeneinwirkung 2005) Jüngstes Beispiel ist die Teilrevision der SIA 261 (SIA 261 2020). Es wurde z.B. der Bedeutungsfaktor für Gebäude der Bauwerksklasse III von 1,4 auf 1,5 erhöht. Viele ältere Gebäude erfüllen heute auf Grund der Verschärfungen die normativen Anforderungen nicht mehr. Bei Umbauten müssen diese nach der Norm SIA 269 überprüft werden. Dabei werden die Kosten der Sanierungsmassnahmen dem Risiko gegenübergestellt und falls die Verhältnismässigkeit gegeben ist, muss das Gebäude saniert werden.

In der Norm werden die Einwirkungen (Erdbebenspektren) und die Berechnung von Erdbeben ziemliche vereinfacht, damit sie allgemeingültig sind. Weiter Vorteile der Vereinfachung sind, dass die Norm für den Anwender relativ einfach anzuwenden ist und der Berechnungsaufwand überschaubar bleibt. Dies wird genauer in Kapitel 2 erläutert. Jedoch könnten mit neueren und aufwendigeren Methoden die Einwirkungen genauer und für jeden Standort individueller bestimmt werden. Aus diesen Untersuchungen resultieren die «Uniform Hazard Spectra» (UHS). Wie bei den Spektren aus der SIA 261 sind auch bei den UHS alle möglichen Erdbeben zusammengefasst. Diese decken das gesamte Frequenzspektrum ab. Die grösste Belastung erfährt das Gebäude jedoch nur, wenn das Erdbeben genau die Eigenfrequenz des Gebäudes trifft. Somit wird die Gefährdung überschätzt, wenn alle Frequenzen berücksichtigt werden. Deshalb wurde die «Conditional Mean Spectra» (CMS) entwickelt. Diese können jeweils auf die bestimmten Frequenzen der jeweiligen Bauten ausgelegt werden. Im Hochbau ist diese Methode noch kaum verbreitet.

CMS werden typischerweise mit dem Zeitverlaufsverfahren berechnet. Da dank dem technischen Fortschritt bzw. der Leistungssteigerung der Rechner können immer komplexer Berechnungen und Simulationen wie dynamische Berechnungen mit Akzelerogrammen für gewöhnliche Bauwerke wie z.B. Mehrfamilienhäuser durchgeführt werden. Dies eröffnet Möglichkeiten, um andere Probleme in der Erdbebenbemessung anzugehen, denn mit dem Zeitverlaufsverfahren können auch nichtlineare Berechnungen durchgeführt werden.

Bis jetzt werden Materialien im Hochbau in der Regel linear-elastisch modelliert und die Modelle für den Erdbebenfall linear berechnet. Die Reserven des Tragwerks, welche aus dem nichtlinearen Verhalten resultieren, werden gemäss (SIA 261 2020) mit dem Verhaltensbeiwert q berücksichtigt. Dieser Beiwert wird aufgrund der Konstruktionsweise und den verwendeten Baumaterialien definiert. Dabei handelt es sich um eine starke Vereinfachung. In (Proske, Kurmann und Cervenka 2013) konnte gezeigt werden, dass durch die effektive Berücksichtigung dieser Nichtlinearitäten die Reserven grösser sein können als mit diesem Beiwert. Somit könnte mit dem nichtlinearen Zeitverlaufsverfahren weiteres Optimierungspotential genutzt werden.

Eine weitere Unsicherheit ist die Abminderung der Steifigkeit durch das Erbeben. Die unbeschädigte Struktur weist 100% der Steifigkeit auf. Doch durch die Belastung entstehen Risse und die Steifigkeit nimmt dadurch ab. In (Cubus AG (Cedrus) 2023) wird daher auf die neuseeländische Norm verwiesen, welche eine pauschale Reduktion empfiehlt. Diesem Umstand könnte ebenfalls mit dem nichtlinearen Zeitverlaufsverfahren begegnet werden.

Viele Wohnbauten, die in einer Holzbauweise erstellt werden, haben ein Treppenhaus aus Beton, da so die Brandschutzanforderungen leichter zu erfüllen sind. Dabei bieten sich die Betonwände zusätzlich zu den Holzwänden zur Aussteifung an. Für Gebäude, bei den unterschiedliche Materialien und Bauweisen für die horizontale Aussteifung verwendet werden, ist aber das Problem, dass sich diese im Erdbebenfall auch unterschiedlich Verhalten und die Steifigkeit unterschiedlich abnimmt. Da sich jedoch die Belastung in Abhängigkeit der Steifigkeit auf die Wände verteilt, verändert sich die Belastung während des Erdbebens. Durch eine nichtlineare Modellierung kann dieser Umstand ebenfalls besser berücksichtigt werden.

1.2 Aufgabenstellung

In (Walti 2021) wird gezeigt, dass durch die Verwendung von CMS gegenüber UHS für einzelne Bauteile eine Schnittkraftreduktion von bis zu 15% möglich ist. Nun ist die Frage, ob dies bei Mehrfamilienhäusern ebenfalls zutrifft. Daher wird in dieser Arbeit die Berechnung mit CMS und UHS für ein bestimmtes Gebäude miteinander verglichen. Das Hauptziel ist, das Optimierungspotential von CMS im Vergleich zu UHS festzustellen. Zusätzlich wird untersucht, welche weiteren Vorteile durch die Verwendung von CMS entstehen. Oben sind bereits einige Möglichkeiten erwähnt. Diese werden nun, so weit im Umfang dieser Arbeit möglich, geprüft.

Um diese Ziele zu erreichen, werden zwei Gebäude mit dem gleichen Grundriss aber mit unterschiedlicher Materialisierung gewählt. Bei einem Gebäude werden alle aussteifenden Wände aus Stahlbeton modelliert. Das andere Gebäude hat nur das Treppenhaus aus Stahlbeton und die anderen Wände werden als Holzrahmenwände modelliert. So kann der Einfluss der unterschiedlichen Steifigkeiten untersucht werden. Die Berechnung wird in erster Linie mit dem linearen Zeitverlaufsverfahren durchgeführt. Zusätzlich sollen die Möglichkeiten des nichtlinearen Zeitverlaufsverfahren untersucht werden. Auf Grund des Zeitaufwands muss dies jedoch auf das Stahlbetongebäude beschränkt bleiben.

Zusammengefasst sollen folgende Thesen überprüft werden:

- Bei CMS gegenüber UHS sind die Schnittkräfte auch im Hochbau um 15% tiefer, wie dies bei (Walti 2021) für Brücken festgestellt wird.
- Die Berechnung mit CMS lässt sich mit gängigen Statikprogrammen bewerkstelligen.
- Mit nichtlinearen Berechnungen gibt es weiters Optimierungspotential, das mit der richtigen Modellierung und den richtigen Programmen erschlossen werden kann.

Ein wichtiger Punkt ist dabei, dass dieses Verfahren auch im praktischen Alltag eines Ingenieurs einfach umgesetzt werden kann. Deshalb muss das Verfahren so gewählt werden, dass es mit den üblichen Programmen und einem überschaubaren Rechenaufwand umsetzbar ist. Auch der Aufwand für die Modellierung soll in einem akzeptablen Rahmen bleiben.

Da der Autor nebst dem Studium in einem kleinen Ingenieurbüro, 3 Ingenieure und 4 Zeichen, arbeitet, wird diese Erfahrung als Referenz für die Beurteilung der Praxistauglichkeit genommen. So ist auch die Wahl der geprüften Statikprogrammen begründet.

Anzumerken ist, dass die Ergebnisse nicht direkt mit der Norm verglichen werden können. In den SIA-Normen wird mit einer Wiederkehrperiode von 475 Jahren gerechnet. Die Daten, die für diese Arbeit zu Verfügung stehen, basieren auf aber auf einer Wiederkehrperiode von 10'000 Jahren. Daher beschränkt sich diese Arbeit darauf die Anwendbarkeit aufzuzeigen, ohne jedoch konkret das Optimierungspotential zu quantifizieren.

1.3 Vorgehen

Das Vorgehen ist in Abbildung 1 grafisch dargestellt. Daran orientiert sich auch der Aufbau dieser Thesis. Begonnen wird im Kapitel 2 mit den aktuellen normativen Grundlagen der Erdbebenbemessung. Dabei wird auf die einzelnen Aspekte eingegangen und am Ende das Optimierungspotential diskutiert. Daraus wird ersichtlich, dass es sowohl auf der Einwirkungsseite als auch auf der Seite des Gebäudewiderstands Optimierungsmöglichkeiten gibt. Daher werden diese beiden Seiten in den darauffolgenden Kapiteln genauer beleuchtet. Bei den Einwirkungen werden die Optimierungsmöglichkeit der Erdbebengefährdung durch «Uniform Hazard Spectra» (UHS) und «Conditional Mean Spectra» (CMS) erläutert. Um anschliessend ein Mustergebäude für den Vergleich von UHS und CMS modellieren zu können, müssen die Materialien und die Funktionsweise der Bauteile genau verstanden werden. Daher wird in Kapitel 4 deren Verhalten im Erdbebenfall recherchiert.

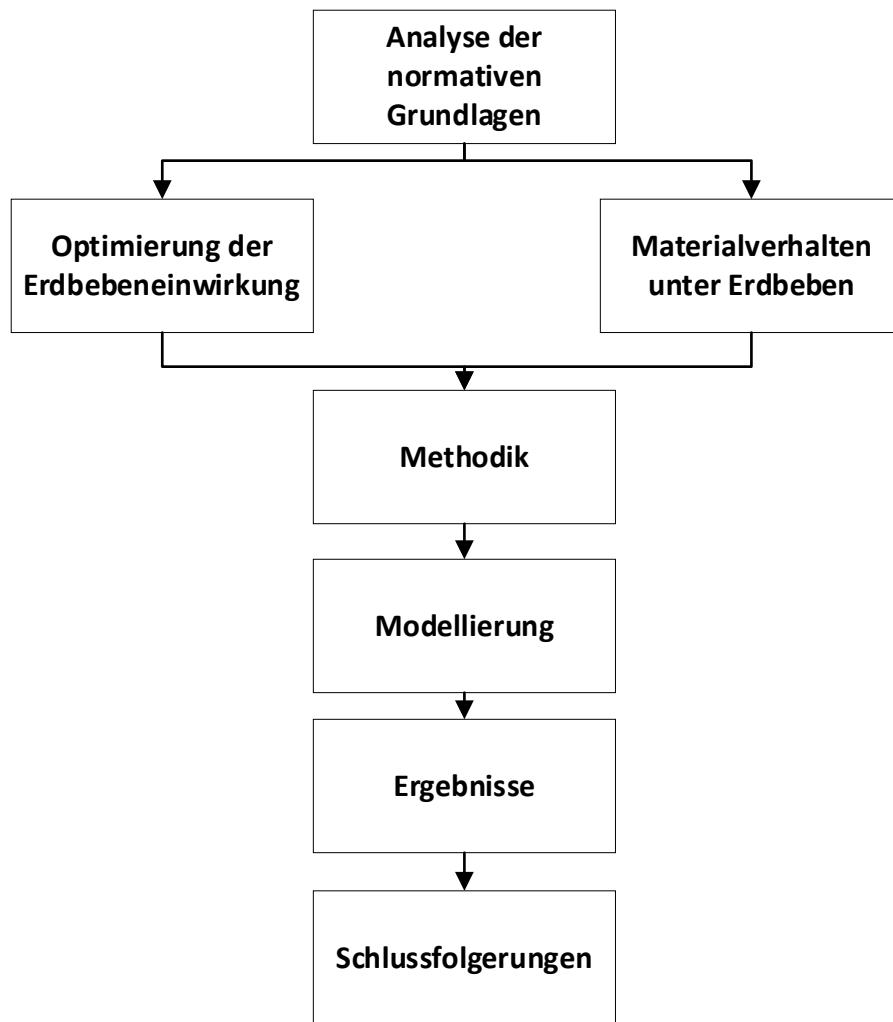


Abbildung 1: Übersicht des Vorgehens

Die Erkenntnisse aus diesen beiden Kapiteln haben Einfluss auf die Wahl der Methodik, welche im Kapitel 5 festgelegt wird. Dort wird die Berechnungsmethode definiert und ein geeignetes Programm gesucht. Im letzten Schritt wird das Gebäude für die Modellierung vorgestellt und Materialisierung definiert.

Im Kapitel 6 wird es konkret. Nach dem alles festgelegt ist, müssen die Gebäude modelliert werden. Von zentraler Bedeutung ist dort die Eingabe der Einwirkungen bzw. Zeitverläufe. Es muss herausgefunden werden, wie diese ins Programm importiert werden können und wie eine Berechnung aufgesetzt wird. Dieser Prozess wird so genau beschrieben, dass er einem anderen Ingenieur als Anleitung dienen könnte.

Sobald die Modellierung abgeschlossen ist, kann die Berechnung gestartet werden. Die Resultate werden im Kapitel 7 vorgestellt und anschliessend im Kapitel 8 diskutiert. Daraus werden die Konsequenzen für die Praxis gezogen und mögliche nächste Schritte vorgeschlagen.

2 Normative Grundlagen der Erdbebenbemessung

In der Schweiz wird die Bemessung der Tragwerke in den SIA-Normen 260 bis 269 geregelt. Darin, konkret in der (SIA 261 2020), sind auch die Einwirkungen auf das Tragwerk geregelt. Eine dieser Einwirkungen ist das Erdbeben. Alle Neubauten müssen so bemessen werden, dass das Erdbebenrisiko akzeptiert werden kann. Auch bei Sanierungen muss das Erdbebenrisiko kalkuliert werden und auf die Tragbarkeit geprüft werden. Das Erdbebenrisiko setzt sich aus der regionalen und lokalen Erbebengefährdung, der Verletzbarkeit des Bauwerks und den gefährdeten Personen und Werten zusammen (Brunner, et al. 2010). Diese verschiedenen Faktoren werden in der Norm berücksichtigt. In der Folge werden die einzelnen Faktoren und die Berechnungsverfahren erläutert und diskutiert.

2.1 Regionale Erbebengefährdung

Die Gefährdung durch Erdbeben hängt stark vom Standort ab, weil die Erdkruste nicht aus einem Stück besteht, sondern aus sieben grossen Platten und einer Vielzahl kleineren Platten (siehe Abbildung 2). Diese tektonischen Platten sind ständig in Bewegung. Die einen bewegen sich aufeinander zu, andere driften auseinander und wieder andere schieben sich aneinander vorbei.

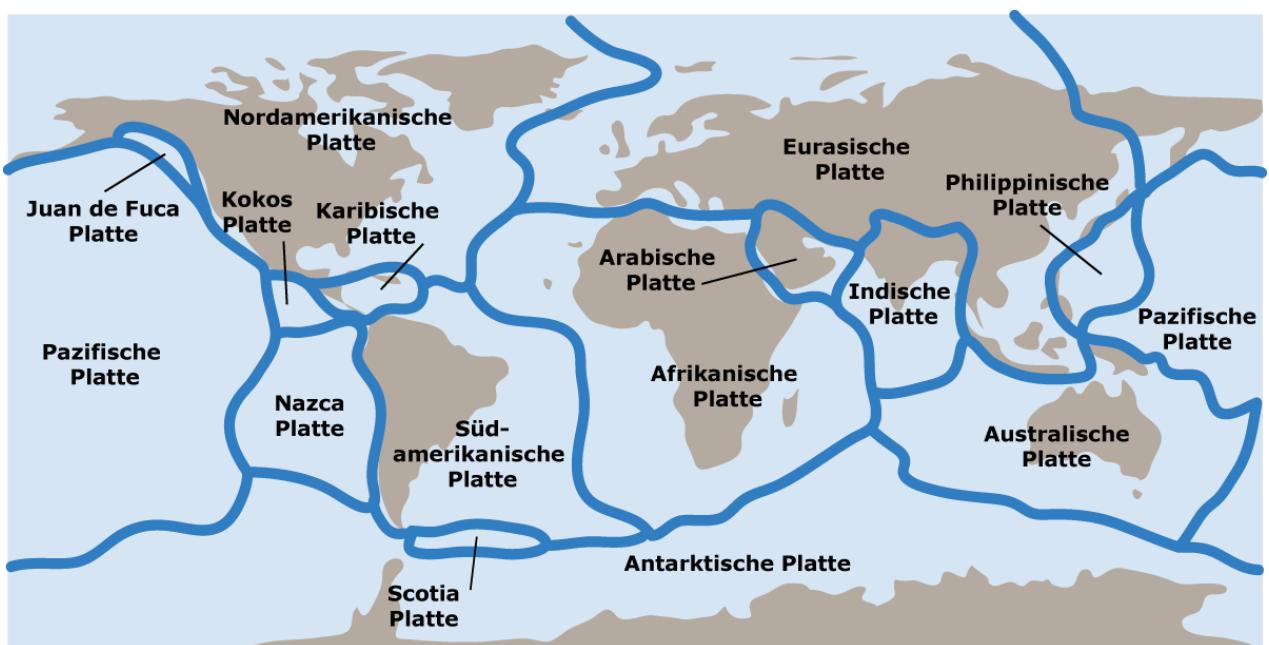


Abbildung 2: Tektonische Platten (Schweizerischer Erdbebendienst)

Durch die Verschiebung der tektonischen Platten entstehen Spannungen in den Gesteinsschichten an den Rändern dieser Platten. Wenn die Spannung genügend gross ist, wird sie durch einen Bruch im Gestein wieder abgebaut. Dadurch entsteht eine plötzliche ruckartige Bewegung, welche wir als Erdbeben bezeichnen (Schweizerischer Erdbebendienst). Die meisten Erdbeben in der Schweiz sind auf das Aufeinandertreffen der afrikanischen und der eurasischen Platte zurückzuführen. Die afrikanische Platte taucht dabei unter die europäische ab. Dieser Mechanismus hat auch die Entstehung der Alpen verursacht, was ein deutliches Zeugnis der Gewalt dieses Prozesses darstellt.

Zwar lassen sich Erdbeben nicht vorhersagen, aber dank intensiver Forschung konnten Erdbebengefährdungsmodelle entwickelt werden, um die Gefahr abschätzen zu können. So ist in der Schweiz im Mittel alle acht bis 15 Jahre ein Erdbeben der Magnitude 5 zu erwarten. Je nach Region und Tiefe des Zentrums führt ein solches Erdbeben zu zahlreichen Schäden an Gebäuden. Das letzte Beben dieser Stärke ereignete sich 1991 in Vaz in Graubünden, was bereits 32 Jahre zurückliegt. Durchschnittlich alle 50 bis 150 Jahre kommt es zu einem Erdbeben mit einer Magnitude von 6. Bei dieser Stärke sind weitläufige und teils starke Schäden zu erwarten. Erdbeben dieser Stärke können

jederzeit in der ganzen Schweiz auftreten. Das letzte war 1946 in Sierre im Oberwallis (Schweizerischer Erdbebendienst).

Auf der Erdbebenforschung basieren auch die Erdbebennormen. Da die Brüche je nach Geologie an manchen Orten häufiger und heftiger auftreten, gibt es regional eine unterschiedliche Erdbebengefährdung (Brunner, et al. 2010). Um diese regionale Gefährdung zu berücksichtigen, wurde die Schweiz in fünf verschiedene Erdbebenzonen eingeteilt (Abbildung 3). Das Wallis und Basel sind am stärksten gefährdet. Diesen Zonen sind Bemessungswerte für die horizontale Bodenbeschleunigung zugeordnet, welche der maximalen horizontalen Beschleunigung der Baugrundklasse A (Fels) für eine Wiederkehrperiode von 475 Jahren entspricht. (SIA 261 2020)

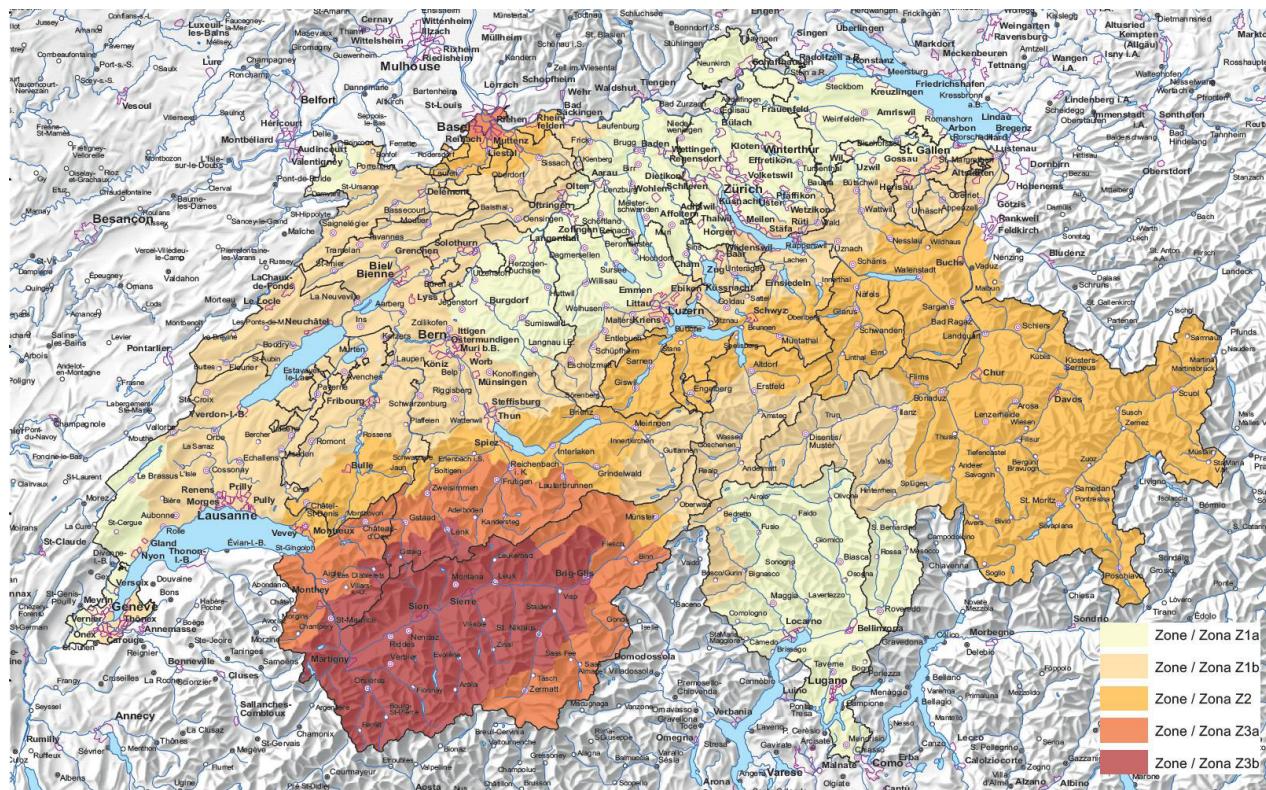


Abbildung 3 Erdbebenzonen nach der (SIA 261 2020)

Im Jahr 2015 wurde ein neues Erdbebengefährdungsmodell eingeführt, welches das alte Modell aus dem Jahre 2004 ablöste. Das Gefährdungsmodell wird periodisch aktualisiert, damit es dem neusten Stand der Wissenschaft und der Technik entspricht. Das neue Modell weist geringere Unsicherheiten bei der Abschätzung der zu erwartenden Bodenbewegung auf. Somit kann die Erdbebengefährdung solider abgeschätzt werden als mit dem alten Modell. Daher wurden die Zonen bei der neuen (SIA 261 2020) auch angepasst und zusätzlich die Zone Z1b eingeführt. Zudem wurden die Zonengrenzen angepasst. Diverse Orte sind in eine höhere Gefährdungszone gerutscht wie zum Beispiel die Gemeinde Gsteig. In der SIA 261:2014 liegt sie noch in der Zone Z3a. Nun liegt sie in der Zone Z3b. Daher muss dort neu mit einer Beschleunigung von 1.6 m/s^2 statt wie bisher mit 1.3 m/s^2 gerechnet werden, was eine Steigerung von 23% bedeutet.

Diese Einteilung in Zonen hat den Nachteil, dass es scharfe Übergänge gibt. Die Gefährdung nimmt jedoch kontinuierlich ab bzw. zu. Daher kann gemäss (Wenk 2005) die Beschleunigung an den Zonengrenzen bis zu 20% vom effektiven Wert abweichen. Dieser Wert gilt noch für die alte Norm aus dem Jahr 2003 bzw. 2014. Bei der aktuellen Norm aus dem Jahr 2020 dürften sich die Abweichungen allgemein etwas verbessert haben, da eine zusätzliche Zone eingeführt wurde. Für Neubauten der Klasse BWK I bleibt die Abweichung in der Regel ohne nennenswerte Konsequenzen, da die höheren Lasten mit der Standardbauweise meist auch abgedeckt werden können. Wenn die Anforderungen höher sind und stärkere Massnahmen gefordert werden, kann eine individuelle regionale Erdbebengefährdungsabklärung Sinn machen.

2.2 Lokale Gefährdung

Bei der lokalen Gefährdung wird der Baugrund betrachtet. Der Untergrund ist von Standort zu Standort verschieden. Die obersten zehn bis 50 Meter direkt unter einem Gebäude haben einen grossen Einfluss auf die Stärke und auf die dominante Frequenz der Erdbebenanregung. Speziell bei weichen Böden können sich im Vergleich zu felsigen Böden die Schwingungen erhebliche aufschaukeln (Brunner, et al. 2010). Gemäss (Schweizerischer Erdbebendienst 2015) kann der Unterschied der Bodenbewegung zwischen direkt nebeneinander liegenden Standorten, einer auf hartem Felsen und einer auf weichem Sediment, den Faktor zehn und mehr erreichen. Daher werden in der SIA 261:2022 sechs Baugrundklassen von A (Fels) bis F (weiche Ablagerungen) definiert. Für fünf dieser Klassen wurde ein Antwortspektrum definiert (Abbildung 4). Für die letzte Klasse müssen besondere Untersuchungen angefordert werden, damit das Antwortspektrum definiert werden kann. Die Einordnung folgt in der Regel auf Grund eines geologischen Gutachtens. Einige Kantone haben den Baugrund untersucht, in die verschiedenen Baugrundklassen eingeteilt und dies auf einer Karte veröffentlicht. An einigen Orten, z.B. Basel und Lausanne wurde eine spektrale Mikrozonierung durchgeführt und damit standortspezifische Antwortspektren definiert (Wenk, Erdbebeneinwirkung 2005).

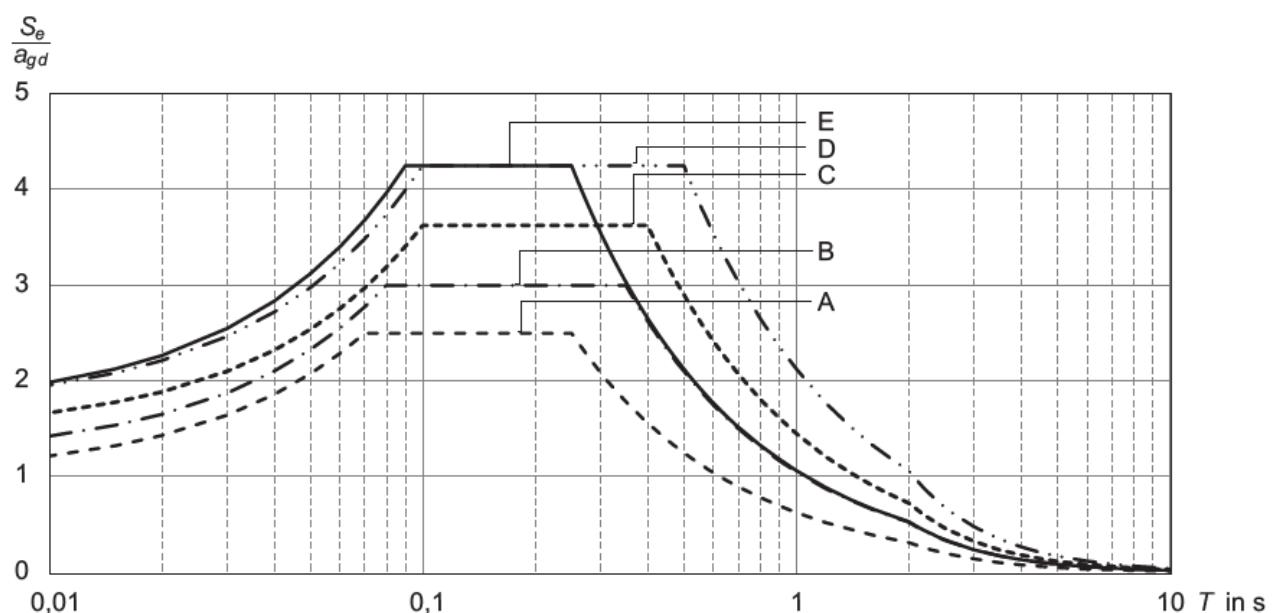


Abbildung 4: Elastische Antwortspektren aus (SIA 261 2020) für eine viskose Dämpfung von $\xi = 0.05$

2.3 Antwortspektrum

Wie oben beschrieben werden auf Grund der lokalen Gefährdung die Antwortspektren definiert. Diese beschreiben die «maximale Antwort linear-elastischer, gedämpfter Einmassenschwinger unter der Anregung eines Zeitverlaufs der Bodenbewegung» (Brunner, et al. 2010). In Abbildung 4 sind diese für die verschiedenen Baugrundklassen abgebildet. Auf der Ordinate ist die Schwingzeit des Bauwerks (Grundschwingzeit) in einer logarithmischen Skala aufgetragen. Die Abszisse bildet die maximale Beschleunigung ab. Damit diese für die verschiedenen Erdbebenzonen gilt, wird sie durch die Beschleunigung der einzelnen Zonen dividiert.

Die Antwortspektren werden wie folgt ermittelt: Die Grundlage sind Zeitverläufe, welche für die jeweiligen Baugründe typisch sind. Für jeden Zeitverlauf wird ein Schwingungsverlauf für einen Einmassenschwinger berechnet. Dies wird für Einmassenschwinger mit unterschiedlichen Eigenfrequenzen bzw. Grundschwingzeiten (T) wiederholt. Aus jeder Berechnung wird der grösste Wert genommen. Alle Werte zusammen über die Grundschwingzeit aufgetragen ergibt ein Antwortspektrum. Dies wird nun für alle Zeitverläufe wiederholt und man erhält eine Schar von Antwortspektren für einen bestimmten Baugrund. Diese werden geglättet und dann das normierte Antwortspektrum gemittelt. (Petersen und Werkle 2000)

2.4 Verletzbarkeit des Bauwerks

Die Verletzbarkeit des Bauwerks ist der übliche Ansatzpunkt, um das Risiko zu minimieren (Brunner, et al. 2010). Es besteht auch die Möglichkeit einen Standort mit einer geringen Gefährdung zu suchen. Das macht vor allem bei speziell empfindlichen Bauwerken Sinn. In der Regel wird der Standort jedoch durch andere Kriterien festgelegt.

Die Verletzbarkeit ergibt sich aus dem Verhalten des Bauwerks im Erdbebenfall. Dies wird auf der einen Seite durch die Eigenfrequenz bzw. Grundschwingzeit des Bauwerks beeinflusst, wie bei den Antwortspektren ersichtlich ist, anderseits durch die Eigenschaften bzw. das Zusammenspiel der Bauteile und deren Materialien. Während die Eigenfrequenz direkten in der Berechnung berücksichtigt wird, wird das Materialverhalten im Verhaltensbeiwert q zusammengefasst. Die beiden Parameter werden unten noch genauer erklärt.

Weitere wichtige Punkte sind der konzeptionelle Entwurf und die konstruktive Durchbildung (Bachmann 2002), welche ebenda in Grundsätzen aufgeführt sind. Weiter konstruktive Massnahmen sind in den SIA-Normen zu finden.

2.4.1 Verhaltensbeiwert q

Da sich die Materialien zum Teil nicht linear verhalten, kann das Tragwerk mit einer Überfestigkeit auf die Erdbebeneinwirkung reagieren. Diese Eigenschaft ist sehr komplex und schwer zu berücksichtigen. Daher führt die SIA 261 den Verhaltensbeiwert q ein, welcher von dem plastischen Verformungsvermögen, der Überfestigkeit und dem Energiedissipationsvermögen abhängt. Der Verhaltensbeiwert ist je nach Material in den Normen SIA 262 bis 266 festgelegt. Die Norm beginnt bei $q = 1.5$ für wenig bzw. nicht duktile Verhalten und geht bis maximal $q=5$ für ein sehr duktile Verhalten. Je duktiler, desto höher sind die konstruktiven Anforderungen, welche in den Normen definiert werden.

Grundsätzlich kann zwischen Konstruktionen mit duktilem und nicht duktilem Verhalten unterschieden werden. Um ein duktile Verhalten zu gewährleisten, werden Bereiche definiert, welche sich im Erdbebenfall plastisch verformen und so die Erdbebenenergie absorbieren können. Dafür müssen die anderen Elemente überdimensioniert werden, um zu verhindern, dass das Tragwerk an einer Stelle ohne plastisches Verhalten versagt. (Brunner, et al. 2010)

Die Beiwerte von Holztragwerke beginnen bei $q = 1.5$ für keine Duktilität und endet bei $q = 3$ für hohe Duktilität. (SIA 265 2021) Für Betontragwerke liegt der Beiwert bei $q = 1.5$ für Betonstahl der Klasse A bzw. $q = 2$ für Betonstahl der Klasse B für nicht duktile Tragwerke und geht bis $q = 4$ für hoch duktile Tragwerke. Bei Stahltragwerken ist es dasselbe, jedoch geht der Beiwert für hochduktile Konstruktionen bis $q = 5$. Der Eurocode geht bei allen drei Materialien bis $q = 5$, jedoch gehen damit auch strengere konstruktive Regeln einher (EC8 2010). Gemäss der SIA 261 muss bei gemischten Tragwerken der kleinste Verhaltensbeiwert q der Teiltragwerke angesetzt werden. Im Übrigen ist auch eine von $\xi = 0.05$ abweichende viskose Dämpfung im Verhaltensbeiwert q berücksichtigt.

2.4.2 Grundschwingzeit T

Die Grundschwingzeit eines Gebäudes hat einen nicht zu unterschätzenden Einfluss auf die Verletzbarkeit, wie in der Abbildung 4 zu sehen ist. Im Bereich, wo die Anregefrequenz die Resonanzfrequenz annähert, ist das Plateau mit der maximalen Beschleunigung. Je weiter die Eigenfrequenz davon entfernt ist, desto niedriger ist die Beschleunigung. Die Eigenfrequenz bzw. -periode hängt von der Steifigkeit und der Masse des Gebäudes ab. Während die Masse gegeben ist, kann die Steifigkeit mit mehr oder weniger Wänden beeinflusst werden. Je steifer ein Gebäude ist, desto niedriger ist die Grundschwingzeit. Daher wird in (Bachmann 2002) der Grundsatz «Verweichen kann besser sein als Verstärken!» festgelegt. Falls die Grundschwingzeit T eines Gebäudes rechts vom Plateau ist, sinkt die Beschleunigung durch verweichen weiter.

Für die Berechnung der Eigenfrequenz gibt es verschiedene Annäherungsverfahren. In der SIA 261 wird entweder der Rayleigh-Koeffizient oder die Berechnung über die horizontalen Auslenkung vorgeschlagen. Diese werden in der Regel für eine erste Abschätzung und, um die Resultate von Berechnungsprogrammen zu plausibilisieren, verwendet. In der Regel wird die Frequenz mit einem Statikprogramm berechnet.

2.5 Gefährdete Personen und Werte

Als Schutzziel des erdbebengerechten Bauens wird der Personenschutz, die Schadensbegrenzung so wie die Gewährleistung der Funktionstüchtigkeit wichtiger Bauten genannt. Um die Wichtigkeit von Bauten zu quantifizieren, werden die Gebäude in der (SIA 261 2020) in drei Bauwerksklassen (BWK) eingeteilt.

- BWK III

In diese Klasse werden Bauwerke mit lebenswichtigen Infrastrukturfunktionen eingeteilt.

Darunter fallen Akutspitäler, Anlagen für den Bevölkerungsschutz wie z.B.

Feuerwehrstützpunkte oder Ambulanzgaragen, Bauten für lebenswichtige Verkehrswege wie Brücken, Schutzgalerien, Stützmauern und Böschungen.

- BWK II

Hier sind Bauwerke mit grosser Personenbelegung, mit bedeutender Infrastrukturfunktion oder mit besonders wertvollen Gütern und Einrichtungen eingeteilt. Dies sind z.B.

Einkaufszentren, Sportstadien, Kinos, Schulen, öffentliche Verwaltung aber auch Bauten für Verkehrswege von erheblicher Bedeutung und weiter Infrastrukturanlagen und Einrichtungen.

- BWK I

Alle übrigen Bauwerke gehören dieser Klasse an, sofern keine Umweltschäden drohen. Das sind Wohn-, Büro-, Gewerbe-, Industrie- und Lagergebäude, Parkgaragen und unbedeutende Brücken.

Diesen drei Klassen werden unterschiedliche Bedeutungsbeiwerte gegeben. Mit diesen Faktoren wird die Einwirkung erhöht. Für die Tragsicherheit beträgt der Faktor 1 für BWK I, 1.2 für BWK II und 1.5 für BWK III. Nur bei BWK III muss auch die Gebrauchstauglichkeit nachgewiesen werden. Der Bedeutungsbeiwert ist dafür 1.

2.6 Ersatzkraftverfahren nach SIA 261

Das Ersatzkraftverfahren ist das erste Berechnungsverfahren, welches in der (SIA 261 2020) normiert ist. Mit diesem Verfahren wird das Tragwerk mit einem Einmassenschwinger vereinfacht modelliert, egal wie komplex das Tragwerk ist. Anhand der Eigenfrequenz wird mit dem Antwortspektrum die Beschleunigung ermittelt. Aus der Bemessungsbeschleunigung S_d und der Masse M des gesamten Tragwerks wird die Ersatzkraft F berechnet:

Formel 1

$$F = M * S_d$$

Im nächsten Schritt wird die Kraft auf die einzelnen Geschosse verteilt. Dabei wird vereinfacht die Beschleunigung linear über die Tragwerkshöhe angesetzt. Die Schnittkräfte des Tragwerks können mit der so verteilten Last statisch berechnet werden (Dinkler 2016). In der (SIA 261 2020) wird diesem Verfahren enge Grenzen gesetzt. Das Tragsystem muss durch ebene Tragwerksmodelle darstellbar sein und höhere Schwingungsformen dürfen keinen wesentlichen Beitrag leisten. Diese Grenzen werden eingehalten, wenn die Regeln für einen regelmässigen Grundriss und Aufriss nach (SIA 261 2020) erfüllt werden. Die Grundschwingzeit T darf mit dem Rayleigh-Koeffizienten berechnet werden oder mit folgender Formel:

Formel 2

$$T = 2 * \sqrt{u}$$

Dabei ist u die maximale fiktive Auslenkung der horizontal angesetzten ständigen und quasiständigen Lasten. Zudem muss eine Torsionswirkung aus effektiver und zufälliger Exzentrizität berücksichtigt werden:

Formel 3

$$e_{d,sup} = 1.5e + 0.05b$$

$$e_{d,inf} = 0.5e - 0.05b$$

Die zufällige Exzentrizität wird mit der Gebäudebreite b berücksichtigt und die effektive Exzentrizität mit der Distanz zwischen Massen- und Steifigkeitszentrum e.

2.7 Antwortspektrenverfahren nach SIA 261

Bauwerke, die nicht den Kriterien für das Ersatzkraftverfahren entsprechen müssen gemäss der (SIA 261 2020) mit dem Antwortspektrenverfahren berechnete werden. Dabei muss ein räumliches Modell verwendet werden. Dafür kann auf die Erhöhung bzw. die Abminderung der effektiven Exzentrizität e mit dem Faktor 1.5 bzw. 0.5 verzichtet werden. Daher kann es bei Gebäuden, die die Kriterien für das Ersatzkraftverfahren erfüllen, Sinn machen, trotzdem das Antwortspektrenverfahren anzuwenden.

Im Gegensatz zum Ersatzkraftverfahren werden beim Antwortspektrenverfahren keine Ersatzkräfte berechnet. Es basiert auf dem linearen Mehrmassenschwinger. Dadurch können die maximalen Antworten des Tragwerks auf Grund der Anregung mittels Antwortspektrum ermittelt werden. Dafür werden die einzelnen Eigenformen und daraus die maximale Antwort berechnet. Diese werden überlagert zur maximalen Gesamtantwort (Brunner, et al. 2010). Dabei muss nach der (SIA 261 2020) mindestens 90% der Gesamtmasse des Tragwerks angeregt werden.

Da es ein lineares Verfahren ist, können plastische Verformungen nicht direkt berücksichtigt werden. Diese werden wie oben erwähnt mit dem Verhaltensbeiwert q berücksichtigt. Es wird dasselbe Bemessungsspektrum verwendet wie bei Ersatzkraftverfahren (Brunner, et al. 2010).

2.8 Diskussion der normativen Grundlagen

Es wird deutlich, dass diverse Vereinfachungen gemacht und die daraus resultierende Ungenauigkeit mit entsprechenden zusätzlichen Sicherheiten kompensiert werden. Aus der Praxiserfahrung des Autors kann gesagt werden, dass das für Einfamilien- und Mehrfamilienhäuser ausreicht. Die Erdbebensicherheit konnte in der Regel mit einem minimalen Zusatzaufwand gewährleistet werden. Jedoch ergeben sich aus den Vereinfachungen auch Optimierungspotential für Projekte, welche zur Bauwerksklasse II oder III gehören und die Gewährleistung der Erdbebensicherheit eine bautechnische und somit auch finanzielle Herausforderung darstellt.

Ein Ansatzpunkt ist die Erdebenegefährdung genauer zu untersuchen. Bei der regionalen Erdbebengefährdung könnte die Bodenbeschleunigung, welche an den Zonengrenzen bis zu 20 % bzw. nach der neuen Norm etwas weniger vom effektiven Wert abweichen kann, exakt berechnet werden. Weiter könnte die lokale Gefährdung mit einer Bodenuntersuchung ebenfalls genauer festgestellt und ein exakteres Antwortspektrum ermittelt werden. Aus diesen Untersuchungen werden standortspezifische Spektren, sogenannte Uniform Hazard Spectra (UHS), gewonnen (Walti 2021).

Der Nachteil der Antwortspektren, wie übrigens auch für die UHS ist, dass diese immer mit dem maximalen Wert für alle Frequenzen erstellt werden. Für die meisten Fälle ist dies eher eine konservative Annahme. Es ist unwahrscheinlich, dass mehrere Erdbeben mit unterschiedlichen Frequenzen gleichzeitig auf ein Bauwerk treffen. Mit Conditional Mean Spectra (CMS) wird dieser Umstand berücksichtigt (Walti 2021). Typischerweise werden CMS mit dem Zeitverlaufsverfahren angewendet.

Eine weiter Möglichkeit ist beim Verhaltensbeiwert anzusetzen. Hier wird ein komplexer Sachverhalt stark vereinfacht. Zudem macht es die (SIA 261 2020) unattraktiv, Holz mit einem Verhaltensbeiwert von $q = 1.5$ und Beton mit einem Verhaltensbeiwert $q = 2$ zu kombinieren, da die Norm verlangt, immer den niedrigsten Beiwert zu verwenden. Hier besteht die Möglichkeit, das Bauwerk exakter zu modellieren und die plastischen Eigenschaften zu berücksichtigen. Dies bedingt jedoch nichtlineare Berechnungen. Dafür gibt es verschiedene Ansätze. Eine davon wird in (Proske, Kurmann und Cervenka 2013) vorgestellt und eine andere Möglichkeit ist die nichtlineare Zeitverlaufsanalyse.

Diese bietet einen weiteren Vorteil. Beim Ersatzkraftverfahren und beim Antwortspektrenverfahren werden von einer gleichbleibender Tragwerkssteifigkeit und somit von gleichbleibenden Eigenfrequenzen ausgegangen. So können aber Verfestigungen (Hardening) und Verweichungen (Softening) von nicht linearen Materialien nicht berücksichtigt werden. Diese Effekte haben aber durchaus einen Einfluss auf die Eigenfrequenzen (Proske, Baudynamik for Beginners 2021).

Diese Optimierungsmöglichkeiten werden in den folgenden zwei Kapiteln genauer untersucht.

3 Optimierung der Erdbebeneinwirkung

Wie im vorderen Kapitel erläutert, kann die Erdbebengefährdung standortspezifisch ermittelt werden, um die Berechnung gegenüber der SIA-Normen zu optimieren. Da Kernkraftwerke zu den kritischsten Bauten gehören, müssen sie höchsten Sicherheitsanforderungen gerecht werden. Daher wurde in der Schweiz 1999 das Projekt PEGASOS (Probabilistische Erdbebengefährdungsanalyse für die KKW-Standorte in der Schweiz) angestossen. Das Ziel war, die Erdbebengefährdung nach dem aktuellen Stand der Technik zu bestimmen. 2006 wurde der Bericht veröffentlicht. Das ENSI (Eidgenössisches Nuklearsicherheitsinspektorat) erkannte noch Möglichkeiten zur Verfeinerung, um weiter Unsicherheiten zu reduzieren. Daher wurde im Jahr 2008 das PEGASOS-Verfeinerungsprojekt (PRP) gestartet und im Jahr 2013 abgeschlossen (ENSI 2016). Aus diesem Projekt wurden UHS und CMS gewonnen. Jeweils 30 Zeiträume davon werden für diese Arbeit verwendet. Dieselben wurden auch in (Walti 2021) verwendet. In der Folge wird das Vorgehen im Projekt PEGASOS für die Generierung der UHS und die CMS erläutert, welches in (Swissnuclear 2013) angewendet und in (ENSI 2016) zusammengefasst wurden.

Das Projekt PRP wurde in 5 Teilprojekte unterteilt. Die ersten 4 Teilprojekte sind die typischen Schritte einer probabilistischen Erdbebenanalyse (Walti 2021). Daraus können die UHS und CMS gewonnen werden. In den folgenden Unterkapitel werden die 5 Teilprojekte und die Schritte zur Gewinnung der CMS vorgestellt.

3.1 Teilprojekt 1: seismische Quellen

Das Erdbebenrisiko ist nicht überall gleich, sondern hängt von den tektonischen Platten und deren Bewegung ab. Daher können Modelle entwickelt werden, welche Gebiete mit ähnlichen seismischen Eigenschaften oder linienförmigen Verwerfungen als Erdbebenquelle zusammenfassen. Dies entspricht der regionalen Erdbebengefährdung aus Kapitel 2.1. Für PEGASOS entwickelten die Experten aus «den Daten der Erdbebenkatalogen und weiteren seismotektonischen und geophysikalischen Grundlagen» verschiedene Modelle. Für jede Quelle werden die seismischen Eigenschaften ermittelt. In der Abbildung 5 ist eines dieser Modelle abgebildet. Beim PRP wurden die Quellen von PEGASOS kontrolliert und konnten mit geringfügigen Anpassungen übernommen werden.

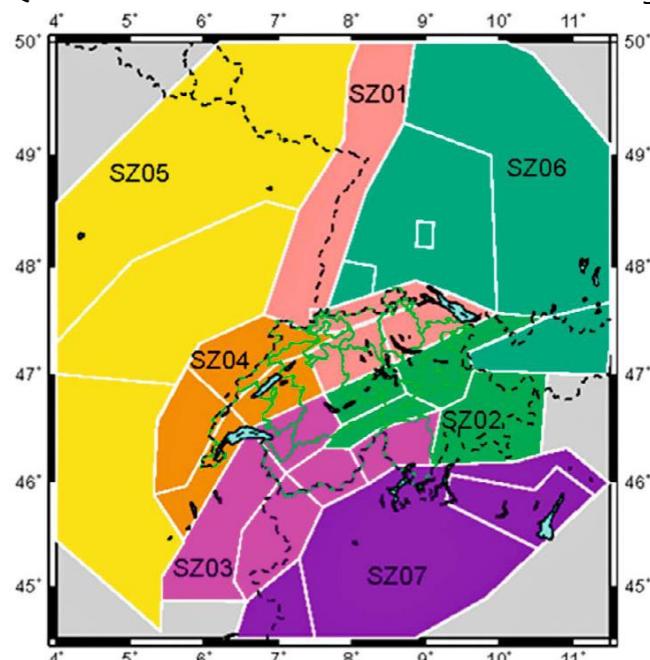


Abbildung 5: Beispiel eines Quellenmodells (ENSI 2016)

3.2 Teilprojekt 2 Abminderungsgesetze

Je grösser die Distanz zum Epizentrum, desto geringer ist die Erschütterung. Dies Abnahme wird durch Abminderungsgesetze beschrieben. Die Gesetze werden auf Felsen in tiefer Bodenschichten referenziert und hängen zu dem von der Magnitude und der Frequenz ab. In der Abbildung 6 ist ein Beispiel zu sehen, wie die spektrale Beschleunigung über die Distanz abnimmt.

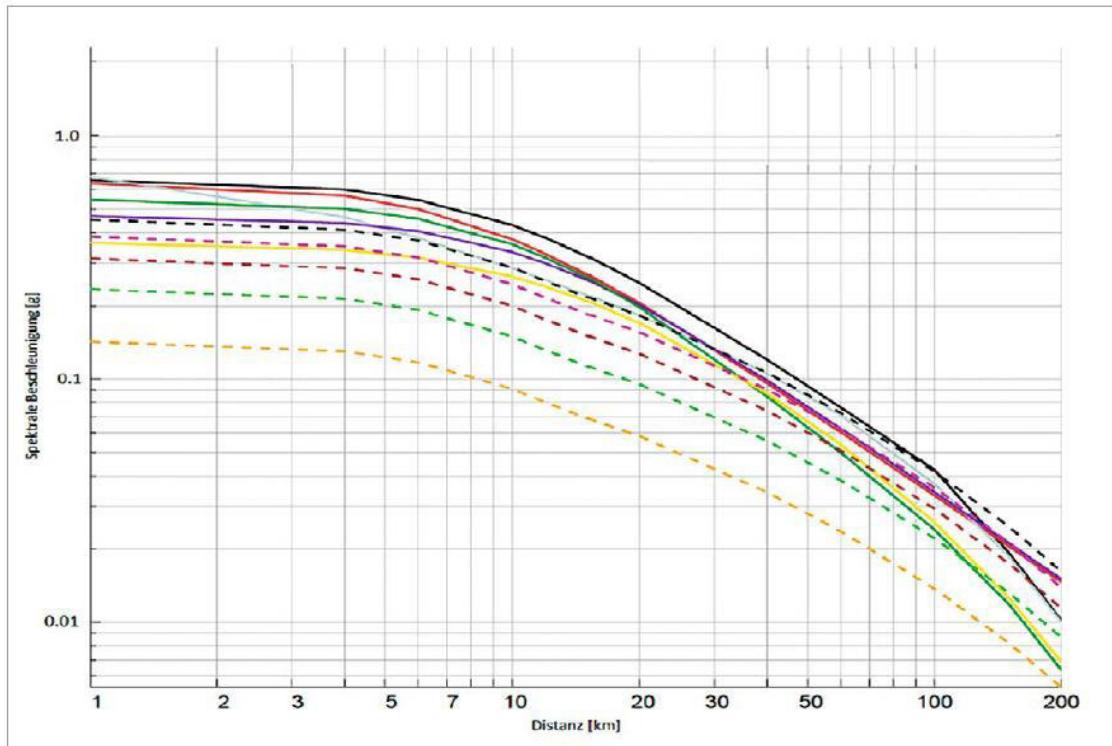


Abbildung 6: Vereinfachte Darstellung der Abminderungsgesetze für die Beschleunigung über die Distanz bei einer Frequenz von 5 Hertz und eine Magnitude von 6 (ENSI 2016)

Im PRP wurden diverse neue Erkenntnisse mitberücksichtigt, da die Erdbebenaufzeichnungen stark erweitert wurden. (ENSI 2016)

3.3 Teilprojekt 3: Standorteinflüsse

Im dritten Teilprojekt wurde der Einfluss des Baugrundes untersucht, was der lokalen Erdbebengefährdung entspricht. Da sich die Erschütterungen je nach Bodeneigenschaften unterschiedlich schnell fortpflanzen, wurden jeweils für die vier KKW-Standorte Bohrungen gemacht und Bohrprofile der verschiedenen Bodenschichten erstellt. Sowohl im Labor als auch vor Ort wurden diese Profile ausgewertet und mit geophysikalischen Messungen an der Terrainoberfläche ergänzt. Anschliessend wurde mit numerischen Modellen das dynamische Verhalten berechnet. In der Abbildung 7 ist ein solches Profil auf der linken Seite ersichtlich. Rechts davon ist die Scherwellengeschwindigkeit abgebildet. Dabei wurden verschiedene Modelle für die Berechnung berücksichtigt. (ENSI 2016)

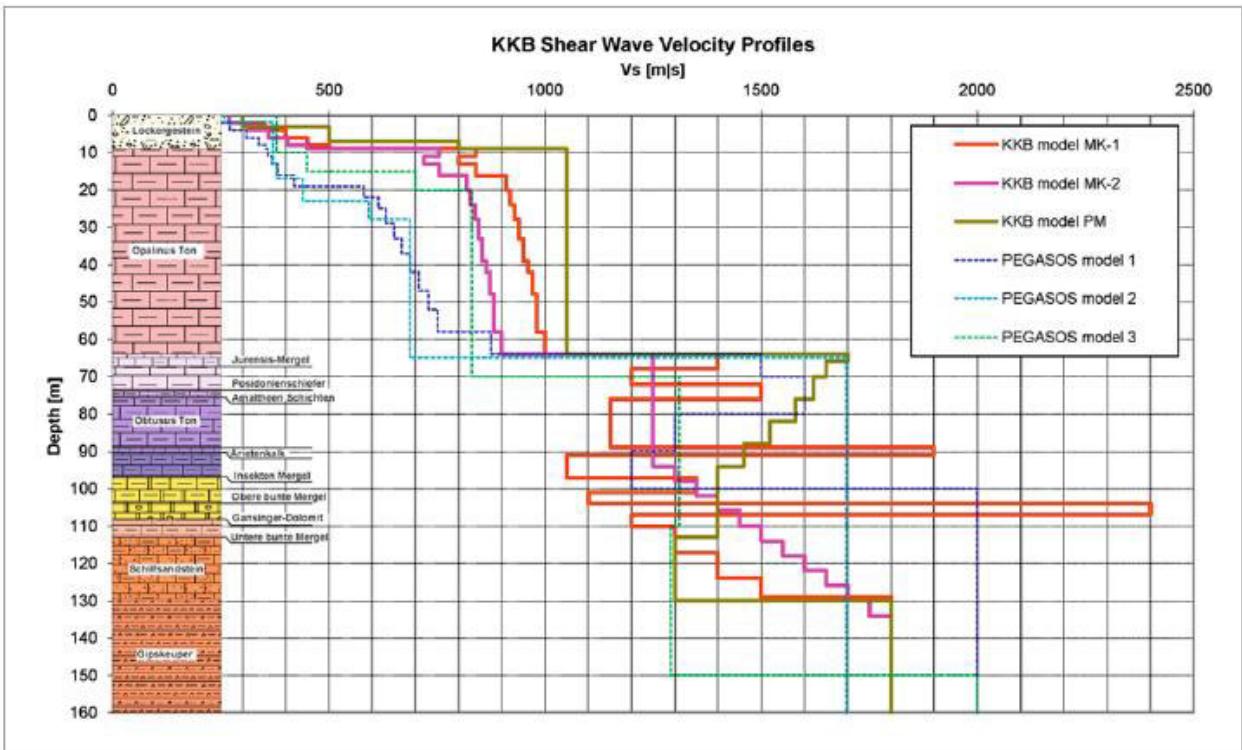


Abbildung 7: Bodenprofil und unterschiedliche Interpretationen der Scherwellengeschwindigkeit (ENSI 2016)

3.4 Teilprojekt 4: Gefährdungsberechnung

Schliesslich wurde im vierten Teilprojekt die Berechnung der eigentliche Erdbebengefährdung durchgeführt. Dafür wurden die Modelle aus den ersten drei Teilprojekten verwendet. Da die Modelle durch eine grosse Zahl an Kombinationen zusammengefügt werden können, wurde dafür eine Monte-Carlo-Simulation verwendet. Zudem wurde der Einfluss der einzelnen Modelle auf die Resultate untersucht. Als Ergebnis wurden die Gefährdungskurven und die Antwortspektren ermittelt.

3.4.1 Gefährdungskurven

In der Abbildung 8 ist die Gefährdungskurve vom Fundament des KKW Beznau abgebildet. Diese wurde als Resultat aus den vorderen Schritten gewonnen.

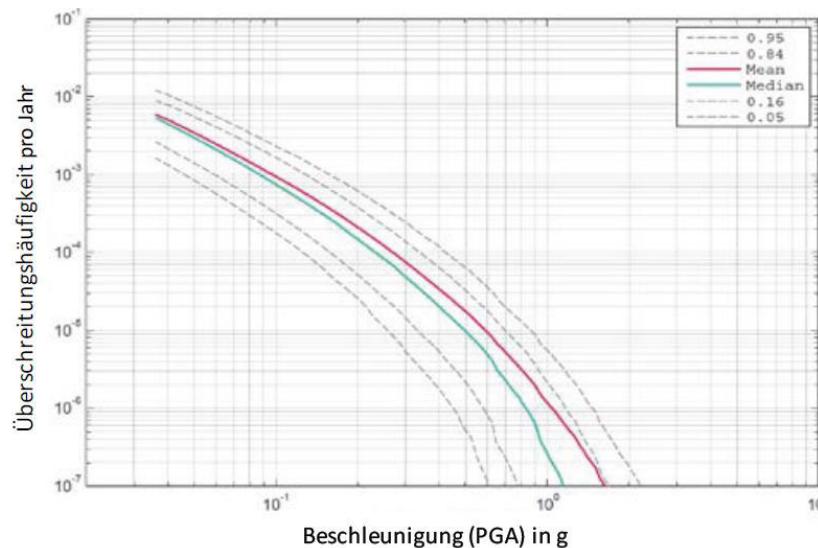


Abbildung 8: Gefährdungskurve des KKW Beznau für die horizontale Komponente (ENSI 2016)

Sie stellt dar, wie häufig mit einer Überschreitung bestimmter Werte der Bodenerschütterung zu rechnen ist. Auf der Ordinate ist die Überschreitungshäufigkeit abgebildet. Sie geht von einer Häufigkeit von 10^{-2} pro Jahr bis zu 10^{-7} pro Jahr. Umgekehrt kann man von einem Erdbeben, dass alle 100 bis 10'000'000 Jahre auftritt sprechen. Die Abszisse zeigt die Beschleunigung. Die Gefährdungskurven sind für die Fraktilwerte von 5% bis 95% sowie für den Mittelwert und den Medianwert angegeben.

Gegenüber PEGASOS weisen die Resultate von PRP ein geringere Streubreite und ein tieferes Gefährdungsniveau auf (ENSI 2016).

3.4.2 Antwortspektren (UHS)

Aus den Gefährdungskurven lassen sich die Uniform Hazard Spectra (UHS) analog zu den elastischen Antwortspektren generieren. Dafür muss die gewünschte Sicherheit bzw. die Übertretungswahrscheinlichkeit gewählt und die dazugehörige maximale Beschleunigung ermittelt werden. Mit dieser werden Einmassenschwinger mit unterschiedlichen Frequenzen aber gleichbleibender Dämpfung angeregt. Daraus erhält man die maximale Systemantwort in Abhängigkeit der Frequenz (Walti 2021).

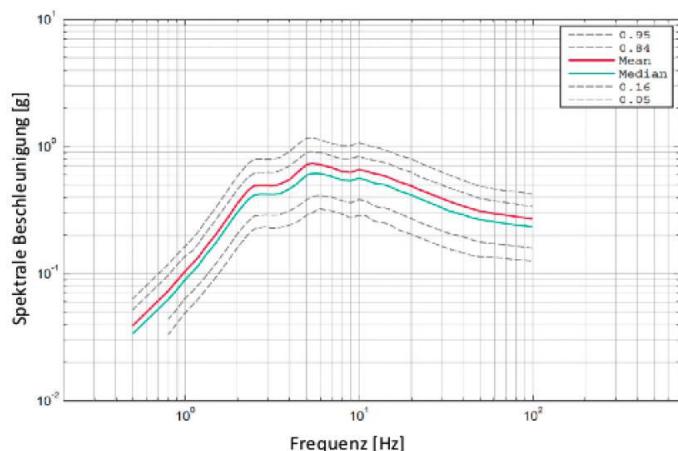


Abbildung 9: Uniform Hazard Spectra (UHS) für das KKW Beznau mit einer Dämpfung von 5% und einer Überschreitungshäufigkeit von 1/10'000 pro Jahr (ENSI 2016)

In der Abbildung 9 ist das UHS der Bodenbeschleunigung für das KKW Beznau abgebildet. Die Beschleunigung ist in der Abhängigkeit der Eigenfrequenz analog zu den elastischen Antwortspektren abgebildet.

3.4.3 Deaggregation

Für die Auswertung wurde die Gefährdungskurve deaggregiert. Das heisst die Gefährdung wird in Teilbeträge aufgelöst. Als Parameter werden dafür die Erdbebenmagnitude und die Distanz zwischen Epizentrum und Standort verwendet. Dabei ist erkennbar, welches Erdbebenszenario massgebend wird (ENSI 2016). In der Abbildung 10 ist die Deaggregation für das KKW Gösgen abgebildet. Es ist zu erkennen, dass die Erdbeben in einer Distanz zum Standort von bis zu 20km mit einer Magnitude zwischen 5 und 6.5 den grössten Beitrag zur Gefährdung liefern.

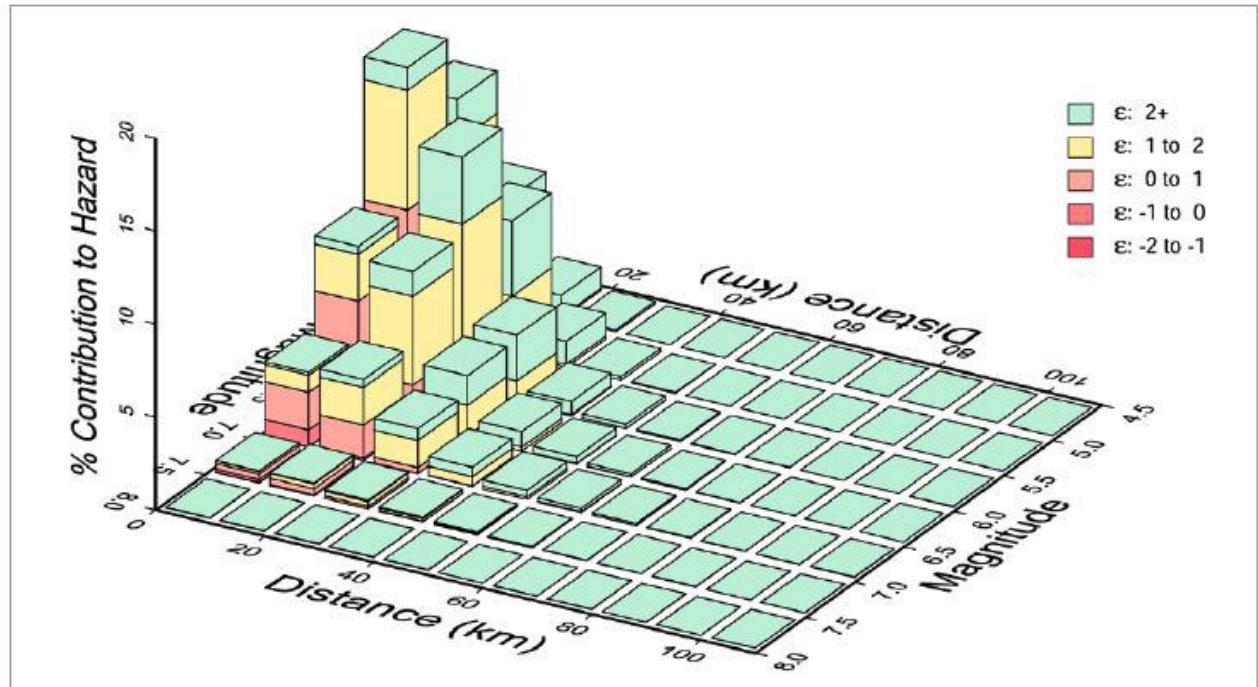


Abbildung 10: Deaggregation der Erdbebengefährdung für das KKW Gösgen bei einer Überschreitungshäufigkeit von 10^{-4} pro Jahr

Weiter ist in der Abbildung 10 der Wert ε zusehen. Dieser beschreibt den Unterschied der Spektralbeschleunigung aus dem Abminderungsmodell aus dem Teilprojekt 2 und dem Uniform-Hazard-Spektrum. Dieser Wert wird mit folgender Formel aus (Lin und Backer 2015) berechnet:

Formel 4

$$\varepsilon(T_i) = \frac{\ln Sa(T_i) - \mu_{\ln Sa}(M, R, \theta, T_i)}{\sigma_{\ln Sa}(M, \theta, T_i)}$$

T steht für die Periode in Sekunden, SA für die Spektralebeschleunigung in g, M für die Magnitude, R für die Distanz zur Erdbebenquelle und θ falls vorhanden für weitere Parameter wie z.B. den Bruchmechanismus. $\mu_{\ln Sa}$ ist der prognostizierte Mittelwert von $\ln Sa$ und $\sigma_{\ln Sa}$ ist die dazugehörige Standardabweichung. Den natürlichen Logarithmus verwendet man, um eine standardnormalverteilte Grösse zu erhalten.

3.4.4 Conditional-Mean-Spektrum (CMS)

Die Deaggregation wird auch für die Erstellung von CMS verwendet. Der Grund für die Entwicklung von CMS ist folgender. Mit den UHS erhält man zwar einen genauen Erdbebengefährdung am jeweiligen Standort, jedoch haben diese denselben Nachteil wie die Antwortspektren aus der Norm. Sie berücksichtigen alle möglichen Erdbeben für alle Frequenzen (Proske 2016). Dies ist eine konservative Vereinfachung. Das würde bedeuten, dass jede Eigenfrequenz des Gebäudes durch das jeweils entsprechende Erdbeben maximal angesprochen wird. Daher wurde das Conditional-Mean-Spektrum-Verfahren entwickelt. Dies ist ein Prozess, um Zeitverläufe zu definieren, die der Gefährdung eines UHS entsprechen. Jedoch so, dass Erdbeben aus verschiedenen Erdbebenquellen und aus verschiedenen Distanzen unterschiedliche Beschleunigungszeitverläufe und somit verschiedene Spektren erzeugen (Proske 2016). In der Abbildung 11 wird dies ersichtlich. Auf der linken Seite ist eine Gefährdungskurve zu sehen. Das dazugehörige Antwortspektrum ist auf der rechten Seite abgebildet. Die orange Kurve zeigt das UHS und die beiden blauen Kurven zeigen zwei Conditional-Mean-Spektren (CMS) mit unterschiedlichen Ankerpunkten.

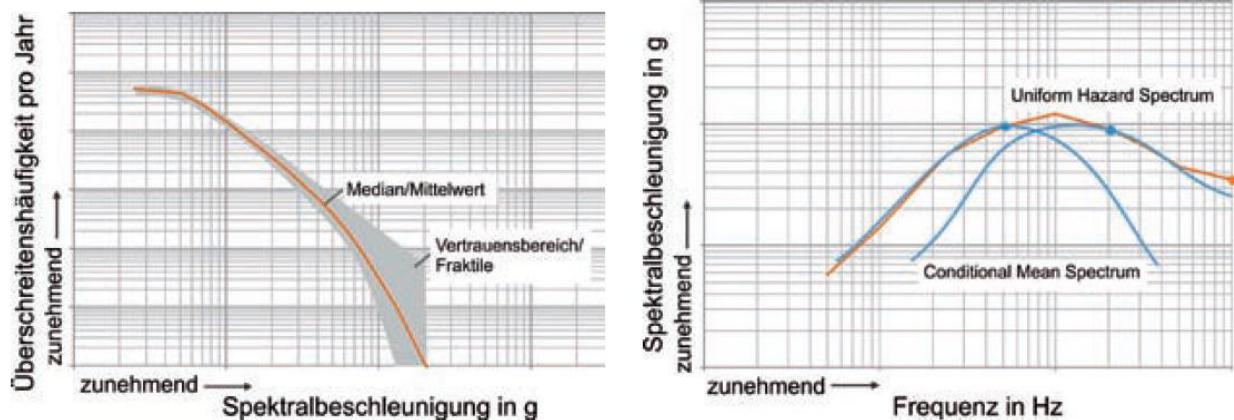


Abbildung 11: links Gefährdungskurve mit Mittelwert (orange) und Vertrauensbereich (grau), rechts Vergleich UHS und CMS an zwei Ankerpunkten (Proske 2016)

In der Folge wird kurz beschreiben, wie die CMS erstellt werden. Dies ist relativ einfach und kann mit freier Software durchgeführt werden (Proske 2016). In einem ersten Schritt wird der bereits oben erwähnte Ankerpunkt definiert. Dafür wird die massgebende Eigenfrequenz des Bauwerks verwendet. Dies ist in der Regel die erste Eigenfrequenz, kann aber unter gewissen Umständen auch eine höhere Eigenfrequenz sein. (Backer 2011) empfiehlt einen Periodenbereich zu wählen, der alle Eigenfrequenzen umfasst, auf die das Bauwerk empfindlich reagiert.

Nach dem das Erdbeben deaggregiert wurde, werden gemäss (Lin und Backer 2015) der Mittelwert $\mu_{lnSA}(M, R, \theta, T^*)$ sowie die Standardabweichung $\sigma_{lnSA}(M, \theta, T^*)$ für die logarithmische Spektralbeschleunigung des Ankerpunktes berechnet. Dafür werden die mittlere Magnitude und die mittlere Distanz so wie die Mittelwerte der weiteren Parameter verwendet. Anschliessend wird das $\rho(T^*)$ für den Ankerpunkt nach der Formel 4 berechnet. Daraus kann das Conditional Mean $\mu_{lnSA(T_i)|lnSA(T^*)}$ mit folgender Formel ermittelt werden.

Formel 5

$$\mu_{lnSa(T_i)|lnSa(T^*)} = \mu_{lnSa}(M, R, \theta, T_i) + \rho(T_i, T^*) \sigma_{lnSa}(M, \theta, T_i)$$

Dabei steht $\rho(T_i, T^*)$ für den Korrelationskoeffizienten. Um diesen zu berechnen, gibt es verschiedene Verfahren für bestimmte Frequenzen, welche auch als Software verfügbar sind. Im Gegensatz zu (Backer 2011) wird in (Lin und Backer 2015) von Conditional Spektren (CS) gesprochen. Die Berechnungsschritte sind dieselben, jedoch wird beim CS die Streuung auch berücksichtigt, welche mit folgender Formel berechnet wird.

Formel 6

$$\sigma_{lnSa(T_i)|lnSa(T^*)} = \sigma_{lnSa}(M, \theta, T_i) \sqrt{1 - \rho^2(T_i, T^*)}$$

Im Vergleich zu CS werden die Kräfte beim CMS eher unterschätzt und beim UHS überschätzt (Lin und Backer 2015). Da jedoch für diese Arbeit mit CMS gearbeitet wird, werden auf die weiteren Schritte zur Erstellung von CS nicht genauer eingegangen.

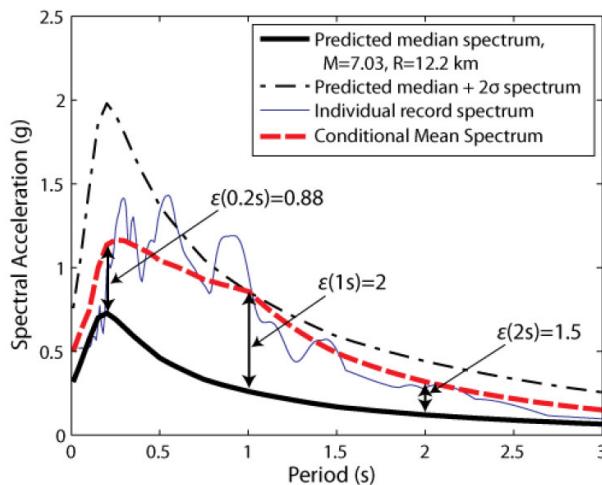


Abbildung 12: Beispiel eines CMS mit Ankerpunkt bei $T = 1$ (Backer 2011)

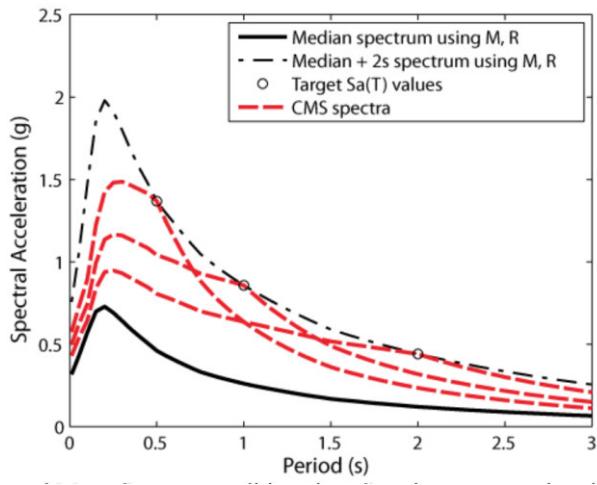


Abbildung 13: CMS mit mehreren Ankerpunkten (Backer 2011)

Wie ein CMS mit Ankerpunkt $T = 1$ aussieht, ist in der Abbildung 12 zu erkennen. Die schwarze, gestrichelte Linie entspricht etwa dem UHS und die rote, gestrichelte ist das CMS. Beim Ankerpunkt $T = 1$ berühren sich die beiden Spektren. Ebenfalls zu erkennen ist die oben erwähnte Problematik von den verschiedenen Eigenfrequenzen. Falls die massgebenden Eigenfrequenzen zu weit vom Ankerpunkt entfernt sind, wird die Einwirkung deutlich unterschätzt. Andererseits wird das Optimierungspotential geringer, wenn die Eigenfrequenzen nahe beieinander liegen. Da das CMS am Ankerpunkt dem UHS entspricht.

Wenn mehrere Ankerpunkte verwendet werden, wird das Optimierungspotential ebenfalls geringer, wie in der Abbildung 13 zu sehen ist. Es wurde ein Ankerpunkt bei $T = 0.5$ s, einer bei $T = 1$ s und einer bei $T = 2$ s festgelegt. Ein typischer Anwendungsfall für ein CMS mit mehreren Ankerpunkten sind Brücken, da sie in Längsrichtung eine andere massgebende Eigenfrequenz besitzen als in Querrichtung oder in vertikaler Richtung (Walti 2021).

3.5 Teilprojekt 5: Erdbebenszenarien

Die CMS und UHS werden wie oben beschrieben erstellt, jedoch wird für die Berechnung mit CMS typischerweise das Zeitverlaufsverfahren verwendet. Daher wurde im Teilprojekt 5 damit begonnen aus der Gefährdungsberechnung weitere Daten für die Berechnung von Gebäuden zu generieren. Vor allem die Zeitverläufe der Bodenbeschleunigung sind von besonderem Interesse, da sie für das Zeitverlaufsverfahren benötigt werden. Dabei müssen die Zeitverläufe die Gefährdung passend repräsentieren (ENSI 2016).

3.6 Diskussion

In (Walti 2021) wird aufgezeigt, dass bei CMS im Vergleich zu UHS die Schnittkräfte bis zu 15% niedriger sind. Dies ist allein dem Umstand zu verdanken, dass die Einwirkung auf die Eigenfrequenz des Gebäudes abgestimmt ist. Daher ist es eine Überlegung wert, die SIA-Norm zu erweitern und die Möglichkeit zu schaffen die dort gegebenen Antwortspektren zu deaggregieren und CMS daraus zu gewinnen.

Wie sich zeigt ist die Erstellung von UHS und CMS eine aufwändige Angelegenheit. Viele Untersuchungen und Berechnungen sind nötig, um die benötigten Daten zu erhalten. Andererseits ist mit den Projekten PEGSOS und PRP schon viel Arbeit getan. Daher stellt sich die Frage, wie weit sich diese Verfahren für den gewöhnlichen Hochbau umsetzen lassen. Eine Umsetzung würde bedingen, dass ganzflächig für die Schweiz die benötigten Daten zur Verfügung stehen oder zumindest in den speziell gefährdeten Regionen. Diese bereitzustellen ist mit Kosten verbunden, welche jemand bezahlen muss. Daher ist es wichtig den entsprechenden Nutzen aufzuzeigen. Für dies Arbeit bedeutet es, mit den gegebenen Daten zu arbeiten, obwohl die Ankerpunkte nicht zu 100% passen.

4 Materialverhalten im Erdbebenfall

Das Materialverhalten im Erdbebenfall wird gemäss den Normen stark vereinfacht mit dem Verhaltensbeiwert q berücksichtigt. Sowohl Betonwände als auch Holzrahmenwände haben ein komplexes Verhalten unter Erdbebeneinwirkungen. Dies liegt vor allem daran, dass beide aus verschiedenen Komponenten zusammengesetzt sind, welche verschiedene Funktionen übernehmen. Noch komplexer wird es, wenn die Aussteifung eines Gebäudes sowohl über Beton- als auch Holzrahmenwände erfolgen soll. Daher werden in der Folge die beiden Systeme genauer vorgestellt und untersucht.

4.1 Holzrahmenwände

In (Kolb 2007) wird der Holzrahmenbau genau beschrieben. Er ist einer der meistverwendeten Bausystemen im Holzbau. Der grosse Vorteil dieses Systems ist der hohe Vorfertigungsgrad. In der Werkstatt werden die Elemente produziert und auf der Baustelle müssen sie nur noch hingestellt und verschraubt werden. Je nach Unternehmens- und Planungsphilosophie werden nur die Grundkomponenten zusammengefügt oder schon in der Werkstatt die fertigen Wände inkl. Oberflächenfinish wie z.B. Verputz fabriziert.

Ein Holzrahmenelement besteht typischerweise aus einem Traggerippe aus Kanthölzer, dem Rahmenholz, und einer stabilisierenden Beplankung, welche in der Regel mit Klammern verbunden wird. Die stehenden Kanthölzer werden Ständer genannt, das untenliegende Schwellen und das obenliegende Einbinder. Die Ständer übernehmen die vertikalen Lasten, während die Beplankung mit den Randhölzern die horizontalen Kräfte aus Wind und Erdbeben abtragen. Zwischen den Ständern wird ausgedämmt.

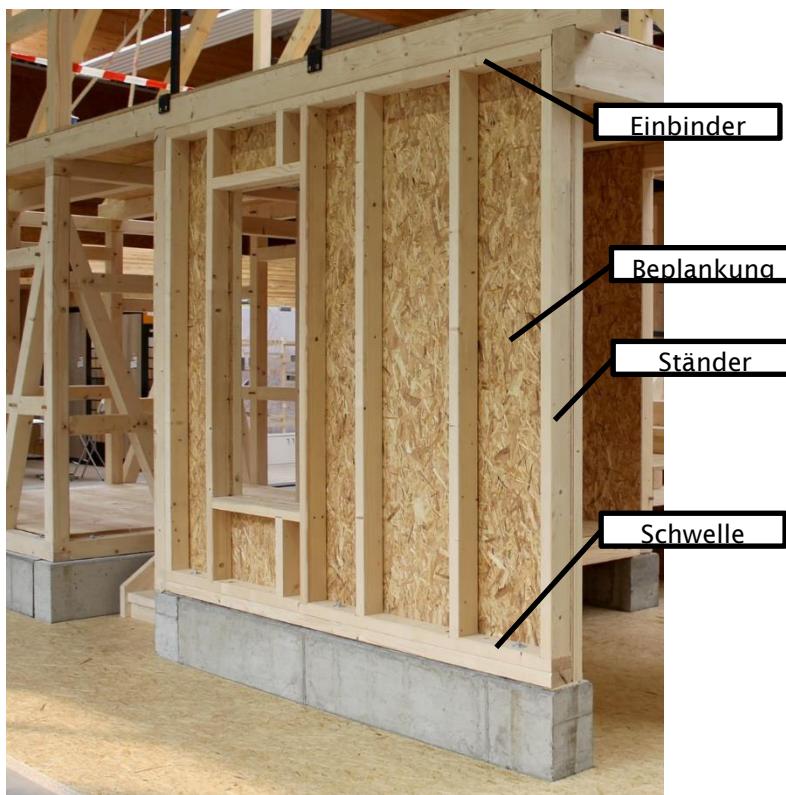


Abbildung 14 Wandelement (Wald und Holz NRW)

In den folgenden Kapiteln wird konkret auf die Materialisierung, die Funktionsweise und die Berechnung der Holzrahmenwände eingegangen

4.1.1 Materialisierung der Holzrahmenwände

Für das Gerippe kommt in der Regel Fichten- und Tannenholz zum Zug. Je nach Anforderung werden unterschiedliche Qualitäten gewählt. Meist wird Konstruktionsvollholz oder DUO/Trio-Balken verwendet mit einer Standardqualität von C24. Aus statisch Sicht würde oft ein Querschnitt von 60x120 mm reichen. Jedoch werden die 120 mm für die Außenwände oft auf 160 mm oder mehr erhöht, damit eine höher Dämmstärke erreicht wird. Alternativ kann auch eine zweite Dämmsschicht angebracht werden. Dies hat den Vorteil, dass die Wärmebrücken, welche durch die Tragkonstruktion entstehen eliminiert werden können. In der Praxis kommt oft eine Kombination aus beidem zum Zug. Es wird ein Querschnitt von 60x160 mm gewählt und aussen drauf noch eine Dämmsschicht von 60 mm angebracht. Die Randständer sind vor allem bei aussteifenden Wänden oft stärker belastet. Daher werden falls nötig breitere Querschnitte gewählt und Brettschichtholz verwendet. Standardmäßig wird GL 24h benutzt und bei höheren Anforderungen wird auch GL 28h gewählt (Kolb 2007).

Für die Beplankung kommt eine Vielzahl von Holzwerkstoff- oder Gipsplatten in Frage:

- Dreischichtplatten
- OSB-Platten
- MDF-Platten
- Spanplatten
- Furniersperrholz
- Gipsfaserplatten
- Gipsplatten

Die Platten werden nach unterschiedlichen Kriterien ausgewählt:

- Preis
- Statische Eigenschaften
- Bauphysikalische Eigenschaften
- Brandschutzanforderungen
- Optische Anforderungen

Oft werden OSB-Platten für die Beplankung gewählt. Es ist ein preislich günstiger Werkstoff, erfüllt die statischen Anforderungen und bei Außenwänden kann OSB gleichzeitig noch als Dampfbremse verwendet werden. Wenn das der Fall ist, dürfen die Wände nur auf der Innenseite mit OSB-Platten beplankt werden und auf der Außenseite wird ein diffusionsoffeneres Material benötigt. Das ist zum Beispiel eine weiche Holzfaserplatte.

Bei Innenwänden bieten sich Gips- oder Gipsfaserplatten an, wenn die Oberfläche verputzt werden soll. In der Regel ist diese Beplankung statisch nicht wirksam, kann aber auch statisch wirksam ausgeführt werden. Für die Bemessung gibt es von den Herstellern sowohl für Gips- als auch für Gipsfaserplatten extra Anleitungen zum Beispiel für Fermacell (James Hardie Europe GmbH 2022).

Für die Verbindung zwischen dem Rahmenholz und der Beplankung kommen gemäss (Brunner, et al. 2010) geklebte Verbindungen, Wellennägel, Klammern, schlanke Nägel und selbstbohrende Schrauben in Frage. Die Berechnung erfolgt in der Regel nach der Schubfeldtheorie. Damit diese angewendet werden kann müssen ein paar Bedingungen erfüllt sein. Diese werden in (Colling 2012) beschrieben:

- Alle Ränder der Beplankung müssen durch Rahmenhölzer gestützt werden
- Die Kräfte in der Scheibenebene müssen kontinuierlich zwischen Beplankung und Rahmenholz weitergeleitet werden
- Somit muss die Beplankung kontinuierlich mit dem Rahmenholz verbunden sein.
- Die Beplankung darf nicht ausbeulen
- Die Rippen und Beplankung müssen im Verhältnis zu den Verbindungsmittel sehr steif sein.
- Eine Plastifizierung der Verbindungsmittel wird vorausgesetzt.

Diese Bedingungen ergeben ein paar konstruktiver Grundsätze. So darf die Beplankung keine freien Ränder aufweisen. Auch für die Verbindung zwischen Rahmenholz und Beplankung gibt es Einschränkungen. Die Kriterien erfüllen die geklebten Verbindungen und die Wellennägel nicht. In der

Praxis werden daher üblicherweise Klammern mit einem Durchmesser zwischen 1 mm und 2 mm verwendet. Sie haben die weiteren Vorteile, dass sie günstig sind und mit einem pneumatischen Klammergerät (Abbildung 16) effizient montiert werden können. In der Abbildung 15 sind die Klammern dargestellt. Wie bei einem Hefter sind mehrere Klammern zusammengefügt und werden so in das Klammergerät eingefügt. Je nach statischen Anforderungen werden die Klammer in mehreren Reihen angeordnet.



Abbildung 15: Schemazeichnung einer Klammer von Prebena



Abbildung 16: Klammergerät von Prebena

Die aussteifenden Elemente müssen im Fundament verankert oder mit dem darunterliegenden Element verbunden werden, damit auch die Zugkräfte weitergeleitet werden. Dies kann bei geringen Lasten über die Verschraubung der Elementschwelle mit dem Untergrund geschehen. Bei mittleren Lasten werden Stahlwinkel verwendet und bei ganz grossen Lasten kommen geschweißte Stahlteile zum Zug. Die statische Funktionsweise wird im nächsten Kapitel behandelt.

4.1.2 Statische Funktionsweise

Im Eurocode 5 werden die einwirkenden Kräfte abgebildet (Abbildung 17). Auf die Wandscheibe a) wirkt oben eine horizontale Kraft $F_{i,v,Ed}$. Die Reaktionskraft $F_{i,v,Ed}$ wird unten verankert. Aus der exzentrischen Krafteinwirkung entstehen bei den Randständern eine Zugkraft $F_{i,t,Ed}$ und eine Druckkraft $F_{i,c,Ed}$, welche ebenfalls verankert werden müssen. Die Kraft wird mittels Zusammenspiel von Rippen b) und Beplankung c) durch das Element geleitet. Die Rippen geben die Kraft oben an die Beplankung weiter und unten gibt sie diese wieder zurück an die Rippen. Durch diese Kraft werden die Verbindungsmittel, welche die Beplankung mit den Rippen verbindet, beansprucht. Grundsätzlich muss die Wand die Kräfte in alle Richtungen aufnehmen können.

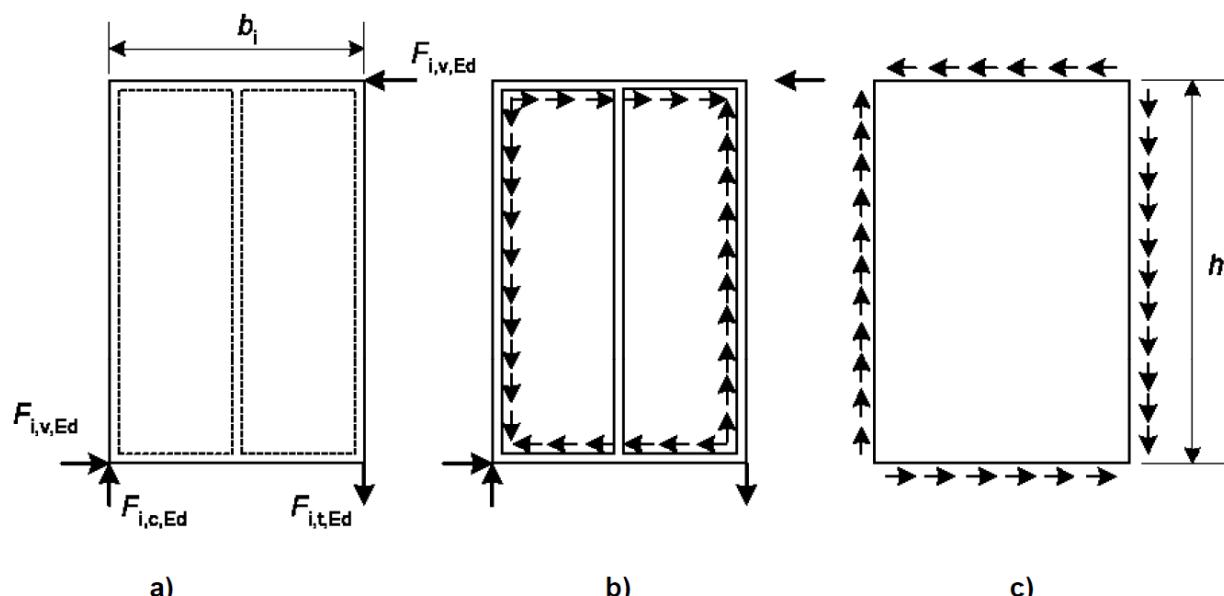


Abbildung 17 Einwirkende Kräfte auf: a) Wandscheibe; b) Rippen; c) Beplankung (EC5 2010)

Die Wandscheibe muss sowohl für Druck-, Zug und Querkräfte verankert werden.

4.1.3 Berechnung der horizontalen Steifigkeit

Die horizontale Steifigkeit eines Tragwerks ist für die Erdbebenbemessung ein wichtiger Parameter. Er beeinflusst die Grundschwingzeit des Tragwerks und hat somit auch Einfluss auf die anzusetzenden Erdbebenkräfte. In (Brunner, et al. 2010) wird detailliert beschrieben, wie die Steifigkeit von Holzrahmenwänden zu berechnen ist. Als erstes wird die horizontale Auslenkung des Wandelements berechnet. Die horizontale Auslenkung setzt sich hauptsächlich aus der Verformung durch die Querkraftbeanspruchung der Beplankung, den Schubfluss in der Verbindung zwischen Beplankung und dem Traggerippe, der Normalkraftbeanspruchung in den Randständern und der Nachgiebigkeit der Verankerung der Elemente zusammen. Andere Verformungen können in der Regel vernachlässigt werden. Damit die Wände vereinfacht abgebildet werden können, wird aus der Verformung die Ersatzsteifigkeit eines äquivalenten Ersatzstabs berechnet (siehe Kapitel 4.1.4)

In (Oberbach 2021) wurde das Vorgehen, das in (Brunner, et al. 2010) beschrieben wird, mit den Versuchsergebnissen verglichen. Bei den Versuchen wurde eine Wand mit Öffnung und eine ohne Öffnung gebaut und in einer Prüfvorrichtung belastet. Dabei wurde festgestellt, dass das Berechnungsmodell aus (Brunner, et al. 2010) die Wände mit Öffnung unterschätzt, aber solche ohne Öffnung gut abbildet. Daher wird in der Folge dieses Berechnungsmodell vorgestellt, da damit die Steifigkeit der Wände berechnet wird. Jeder einzelne Schritt wird mit den Ergebnissen von Oberbach verglichen.

4.1.3.1 Schubverformung der Beplankung

Die Schubverformung der Wand wird durch zwei Komponenten beeinflusst: der Beplankung und der Verbindung zwischen Beplankung und Rahmenholz. Durch den Schubfluss wird die Beplankung randparallel auf Schub beansprucht. Es kann von einer konstanten Beanspruchung ausgegangen werden. Die Verformung wird wie folgt berechnet:

Formel 7

$$u_{G,inst} = \frac{F_{i,v,Ed} * h}{G * A^*}$$

A^* Reduzierte Schubverformungsfläche [mm²]

$F_{i,v,Ed}$ Last [N]

G Schubmodul des Beplankungsmaterials [N/mm²]

h Höhe des Elements [mm]

$u_{G,inst}$ Verformungsanteil einer Beplankung [mm]

Die Wände der Versuche in (Oberbach 2021) wurden mit OSB/3 beplankt. Gemäss Norm beträgt das mittlere Schubmodul von OSB/3 1080 N/mm². In (Oberbach 2021) wurde dieser Wert für eine Platte von 15mm Stärke überprüft. Es resultierte ein Wert von 1023 N/mm².

4.1.3.2 Verformung durch den Schubfluss

Die zweite Komponente der Schubverformung, die Verbindung zwischen Beplankung und Rahmenholz, wird durch die Verbindungsmittel bzw. deren Art und Anordnung bestimmt. Der Schubfluss wirkt auf diese und verformt sie. Dies wird in der Formel für die Berechnung der Verformung deutlich:

Formel 8

$$u_{K,inst} = 2 * [(1 + n) * b + (1 + m) * h] * \frac{F_{i,v,Ed} * a_v}{K_{ser} * n_v * b^2}$$

a_v Abstand der Verbindungsmittel [mm]

b Breite des Elements [mm]

$F_{i,v,Ed}$ Last [N]

h Höhe des Elements [mm]

K_{ser} Verschiebungsmodul der Verbindungsmittel [N/mm]

m Anzahl Vertikalstösse der Beplankung [-]

n Anzahl Horizontalstösse der Beplankung [-]

n_v Anzahl Klammerreihen [-]

$u_{K,inst}$ Verformungsanteil der Verbindungsmittel einer Beplankung [mm]

Für den Verschiebungsmodul für Klammern gibt es in der (SIA 265 2021) keine expliziten Angaben. In (Brunner, et al. 2010) wird mit der Formel für Nägel gearbeitet. Pro Klammer muss der Wert verdoppelt werden, da eine Klammer zwei Schäfte besitzt. Der Wert hängt nur vom Schaftdurchmesser ab und gilt für Holz – Holzverbindungen:

Formel 9

$$K_{ser} = 2 * 60d^{1.7}$$

d Schaftdurchmesser [mm]

K_{ser} Verschiebungsmodul der Verbindungsmittel [N/mm]

Im Eurocode 5 wird der Verschiebungsmodul für Klammern in Abhängigkeit der Rohdichten der zu verbindenden Materialien und des Schaftdurchmessers angegeben. Dabei gilt der Wert pro Klammer.

Formel 10

$$K_{ser} = \frac{\rho_m^{1.5} * 60d^{0.8}}{80}$$

Formel 11

$$\rho_m = \sqrt{\rho_{m,1} * \rho_{m,2}}$$

- d Schaftdurchmesser [mm]
 K_{ser} Verschiebungsmodul der Verbindungsmitte [N/mm]
 ρ_m geometrisch gemittelte Rohdichte [mm]
 $\rho_{m,i}$ mittlere Rohdichte des Werkstoffs [mm]

Verschieden Untersuchungen in (Oberbach 2021) und (Blass und Patrick 2011) haben gezeigt, dass diese Formeln den Verschiebungsmodul unterschätzen. (Oberbach 2021) schlägt vor, für Klammern 1.53 x 50 mm den Wert 520 N/mm für Erdbeben zu verwenden. Da der Verschiebungsmodul auch von der Belastung abhängt.

4.1.3.3 Normalkraftverformung der Randständer

Die Beigeverformung wird durch die Randständer beeinflusst. Die horizontale Kraft erzeugt ein Drehmoment, welches eine Gegenreaktion in Form einer Normalkraft in den Randständern verursacht. Die Verformung der Randständer hängt von deren Querschnitt und dem Elastizitätsmodul ab. Die Formel aus (Brunner, et al. 2010) macht dies deutlich:

Formel 12

$$u_{E,inst} = \frac{2 * F_{i,v,Ed} * h^3}{3 * E * A * b^2}$$

- A Querschnittsfläche der Rippe [mm²]
 b Breite des Elements [mm]
 E E-Modul parallel zur Faserrichtung [N/mm²]
 $F_{i,v,Ed}$ Last [N]
 h Höhe des Elements [mm]
 $u_{E,inst}$ Verformungsanteil der Randständer [mm]

Der Querschnitt ergibt sich aus der Bemessung der Wand. Der E-Modul wird durch den Werkstoff bestimmt. (Oberbach 2021) benutzt Brettschichtholz der Festigkeitsklasse GL 24h. Eine Überprüfung des E-Moduls der verwendeten Hölzer ergab einen Mittelwert von 11'874 N/mm². Dieser stimmt gut mit dem Wert aus der Norm (SIA 265 2021) überein. Dort wird für GL 24h einen mittleren E-Modul von 11'500 N/mm² vorgeschrieben.

4.1.3.4 Verformung der Anschlüsse

Durch die Momentbelastung kommt es in den Anschlägen zu Verformungen. Daraus resultiert eine Rotation der Wandscheibe, was wiederum eine horizontale Auslenkung zur Folge hat. Diese hängt somit vom Verschiebungsmodul des Anschlusses ab und wird wie folgt berechnet:

Formel 13

$$u_{K,DF} = h * \sin(\alpha)$$

Formel 14

$$\alpha = \frac{M * 180}{K_{DF} * \pi}$$

Formel 15

$$K_{DF} = \frac{b^2 * K_{ser}}{2}$$

α	Rotationswinkel des Elements [°]
b	Breite des Elements [m]
h	Höhe des Elements [m]
K_{DF}	Drehfedersteifigkeit des Anschlusses [kNm/rad]
K_{ser}	Verschiebungsmodul des Anschlusses [kN/m]
M	Biegemoment auf dem Niveau des Anschlusses [-]
$u_{K,DF}$	horizontale Auslenkung aus der Nachgiebigkeit des Anschlusses [m]



Abbildung 18 Zugverankerung (ROTHO BLAAS SRL 2022)

In (Oberbach 2021) wird die Zugverankerung WHT 740 (Abbildung 18) von Rothoblaas untersucht. Dies ist ein Winkle und wird mit 75 Lochblechschauben oder Kammnägel am Holz befestigt. Gemäss der (SIA 265 2021) muss sowohl die Verschiebung der Verbindungsmitte wie auch einen Schlupf von 1 mm berücksichtigt werden. Die Untersuchung hat gezeigt, dass es genügt, nur den Schlupf von 1 mm zu berücksichtigen.

4.1.4 Ersatzsteifigkeit

Damit die Wände vereinfacht abgebildet werden können, wird aus der Verformung die Ersatzsteifigkeit eines äquivalenten Ersatzstabs berechnet. Der Stab hat eine Querschnittshöhe, die der Länge der Wand entspricht und für die Breite wird in der Regel 100 mm genommen. Grundsätzlich spielt aber die Abmessung nicht wirklich eine Rolle. Anhand der Verformung und des Querschnitts wird das Ersatz-Elastizitätsmodul und das Ersatz-Schubmodul berechnet. Dafür werden die Formeln zur Berechnung der Verformung des eingespannten Kragarms verwendet und nach dem Elastizitätsmodul bzw. dem Schubmodul aufgelöst (Brunner, et al. 2010). Dadurch erhält man folgende Formeln:

- Elastizitätsmodul

Formel 16

$$E_{Ersatz} = \frac{F_{i,v,Ed} * h^3}{3 * u_{E,inst} * \frac{b^3 * d_{Ersatz}}{12}}$$

b	Breite des Elements [mm]
d_{Ersatz}	Ersatzstärke der Wand (frei wählbar)
E_{Ersatz}	Ersatz-E-Modul für d_{Ersatz} [N/mm ²]
$F_{i,v,Ed}$	Last [N]
h	Höhe des Elements [mm]
$u_{E,inst}$	Verformungsanteil der Randständer [mm]

- Schubmodul

Formel 17

$$G_{Ersatz} = \frac{F_{i,v,Ed} * h}{\left(\frac{1}{\sum \frac{1}{u_{G,inst,i}}} + \frac{1}{\sum \frac{1}{u_{K,inst,i}}} \right) * \frac{5}{6} * d_{Ersatz} * b}$$

b Breite des Elements [mm]

d_{Ersatz} Ersatzstärke der Wand (frei wählbar $F_{i,v,Ed}$ Last [N])

G_{Ersatz} Ersatz-Schubmodul für d_{Ersatz} [N/mm²]

h Höhe des Elements [mm]

$u_{G,inst}$ Verformungsanteil einer Beplankung [mm]

$u_{K,inst}$ Verformungsanteil der Verbindungsmittel einer Beplankung [mm]

Die Verformung aus den Anschlüssen muss nicht umgerechnet werden. Die berechnete Drehfedersteifigkeit kann direkt für die Modellierung des Ersatzstabs verwendet werden. Dafür wird der Knoten am jeweiligen Ende des Ersatzstabs mit der entsprechenden Steifigkeit versehen.

Der Umgang mit Öffnungen in den Wänden ist noch Gegenstand der Forschung. Nach (SIA 265 2021) sind die Bereiche mit Öffnung als nicht tragend anzusehen. In (Oberbach 2021) wurden ja zwei Wandtypen untersucht: einen ohne und einen mit Öffnung. Die beiden Wände wurden so konstruiert, dass sie rechnerisch dieselben Steifigkeit besitzen, wenn die Öffnung gemäss Norm nicht berücksichtigt wird. Für die Wände ohne Öffnung stimmten die experimentellen und die rechnerischen Verschiebungen gut überein unter der Berücksichtigung der oben beschriebenen Anpassungen der Steifigkeit der einzelnen Komponenten. Bei den Wänden mit Öffnungen wurden jedoch die Steifigkeit rechnerisch um 47% unterschätzt. Die Elemente im Bereich der Brüstung und des Sturzes tragen einen nicht unwesentlichen Teil zur Wandsteifigkeit bei.

4.1.5 Duktilität von Holzrahmenwänden

Die (SIA 261 2020) unterscheidet bei der Erdbebenbemessung zwei Tragwerkskonzepte: das Konzept des duktilen Tragwerksverhaltens und das des nicht duktilen Tragwerksverhaltens. Ersteres wurde auf Grund der Erkenntnis des modernen Erdbebeningenieurwesens entwickelt. Allgemein wird das nicht duktile Konzept bei kleinen Erdbebenschnittkräften empfohlen, wenn diese gegenüber dem Wind nicht massgebend werden. Das heisst bei kleinen leichten Bauten. In den anderen Fällen kann dieses Konzept zu unwirtschaftlichen Lösungen führen und das duktile Konzept wäre angebracht, damit ein niedriger Verhaltensbeiwert q angesetzt werden kann. In der Holzbauweise ist das etwas anders. Die Reduktion der Erdbebenkräfte durch den Verhaltensbeiwert muss durch eine aufwändigere Konzeption, Bemessung und Konstruktion der Anschlüsse erkauft werden. Oft sind diese weniger wirtschaftlich. (Brunner, et al. 2010)

Die Herausforderung bei Holz und Holzwerkstoffe ist, dass sie kein duktile Versagen haben, sondern sie versagen mit einem spröden Bruch. Dieses Verhalten ist nicht gern gesehen, denn vor einem Bruch treten keine grossen Verformungen als Warnung auf. Bei Erdbeben können Holz und Holzwerkstoffe auch keine Energie abbauen. Jedoch kann die Duktilität im Holzbau über die Verbindungsmitte aus Stahl erreicht werden. Dies bedingt jedoch, dass die Verbindungsmitte mit Sicherheit das schwächsten Glieder in der Kette sind. Daher müssen beim duktilen Konzept die anderen Bauteile gemäss (Brunner, et al. 2010) um 20% überdimensioniert werden.

Bei der Holzrahmenwand bieten sich zwei Verbindungen an: die Verankerung der Wand und die Verbindung zwischen der Beplankung und dem Rahmenholz. Jedoch ist die Duktilität der Verankerung geringer als die Verbindung der Beplankung und dem Rahmenholz mit Klammern. Daher ist der Verhaltensbeiwert bei einer duktilen Verankerung nur $q = 2.5$, aber bei der Verbindung mit Klammern $q = 3$. Bei Holzrahmenwänden wird darum die Duktilität über die Verkammerung erzeugt. In der Abbildung 19 ist ein Prüfkörper einer solchen Verkammerung zusehen. Die Plastifizierung der Klammer ist ebenfalls erkennbar.

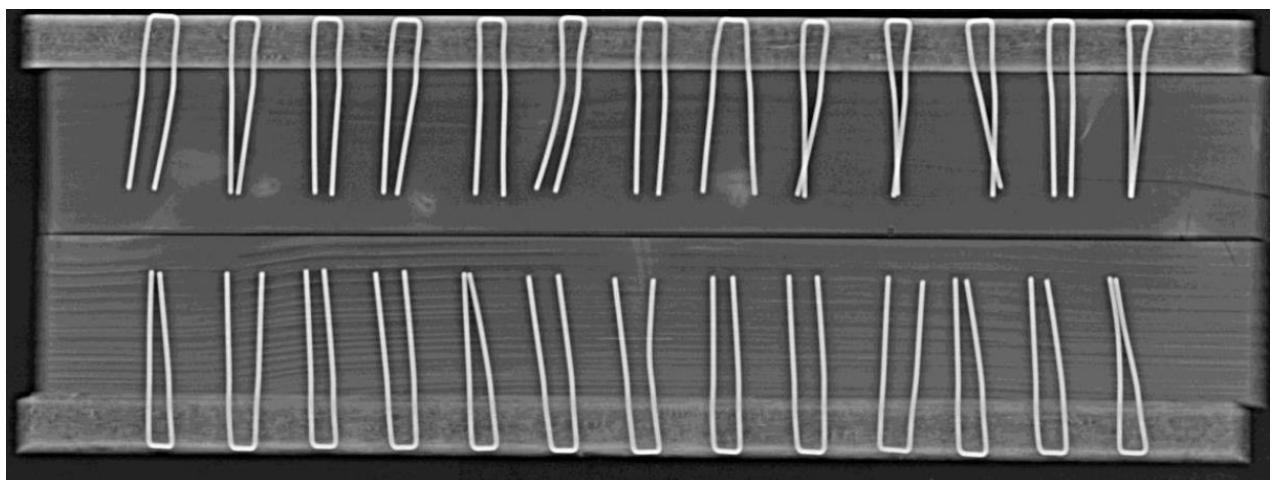


Abbildung 19: Röntgenaufnahme eines Prüfkörpers der Verbindung zwischen Rahmenholz und OSB-Platte mit Klammern aus (Oberbach 2021). Im Übergangsbereich zwischen OSB und Holz ist die platsche Verformung erkennbar.

Da die Wände ihr duktile Verhalten über die Verkammerung erhalten und alle anderen Bauteile überdimensioniert werden müssen, sind diese auch Hauptverantwortlich für das Verhalten der Wände im Erdbebenfall. Dieses Verhalten wird in diversen Arbeiten schon an ganzen Wänden untersucht, z.B. bei (Oberbach 2021) und (Peric 2019).

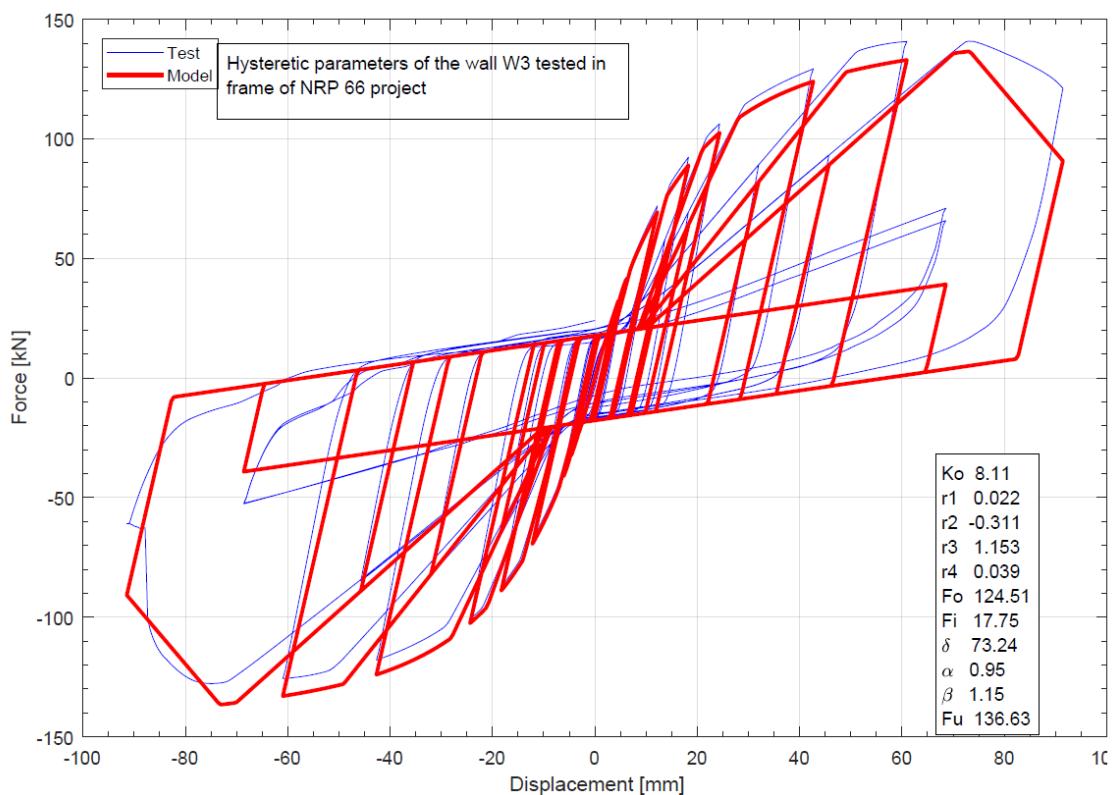


Abbildung 20: Reaktion einer Wand unter zyklischer Belastung (Peric 2019)

In der Abbildung 20 ist das Verhalten einer Holzrahmenwand aus (Peric 2019) unter einer zyklischen Belastung abgebildet. Die Kraft ist auf der Ordinate eingetragene und wechselt zwischen positiv und negativ, wie es auch bei einem Erdbeben der Fall wäre. Auf der Abszisse ist die entsprechende Verschiebung abgebildet. Die rote Linie ist das berechnete Modell und die blaue Linie die getestete Wand.

Einerseits belegt dieser Versuch, dass Holzrahmenwände sehr duktil sind und viel Energie dissipieren können. Die Bedingung ist natürlich, dass sie richtig konstruiert worden sind. Hier liegt eine grosse Verantwortung bei den Ausführenden, denn für einmal ist weniger mehr. Wenn zu viele Klammern verwendet werden, sind sie nicht mehr die Schwachstelle, sondern ein anderes Bauteil, dass spröd versagt. Somit wäre die ganze Duktilität dahin. Hier ist es wichtig, bei einer duktilen Bemessung die Ausführenden auch entsprechend zu sensibilisieren.

Anderseits wird aufgezeigt, dass zwischen mathematische Modelle existieren und die benötigten Parameter bekannt sind, um das duktile Verhalten von Holzrahmenwänden abilden zu können. Jedoch ist die Entwicklung noch nicht so weit, dass diese in Statikprogrammen implementiert sind bzw. von den Ingenieuren verwendet werden.

4.2 Stahlbeton

Stahlbeton ist in der Geschichte der Menschheit ein junger Baustoff. 1861 wurden von Coignet Grundsätze für das Bauen mit bewehrtem Beton definiert. Von da an wurde die Idee weiterentwickelt und immer mehr auch in die Praxis umgesetzt. So hat sich der Stahlbeton in den letzten 100 Jahren zu dem weltweit am meisten verbreiteten Baustoff entwickelt. Dies wurde durch eine Reihe bemerkenswerter Eigenschaften dieses Baustoffs möglich (Oesterlee 2017):

- Stahlbeton weisst eine hohe Tragfähigkeit auf.
- Durch das Betonieren vor Ort sind grosse zusammenhängende Bauteile möglich.
- Aus Beton lässt sich praktisch jede Form erstellen.
- Beton ist sehr robust gegenüber Brandeinwirkungen und leistet auch keinen Beitrag dazu.
- Er weist eine hohe Dauerhaftigkeit und Witterungsbeständigkeit auf.
- Die Rohstoffe sind weltweit erhältlich.

Jedoch hat Stahlbeton auch einige Nachteile:

- Beton hat eine hohe Dichte. Meistens ist das Eigengewicht der Betonkonstruktion grösser als das Gewicht der zu tragenden Last.
- Er hat eine hohe Wärmeleitfähigkeit.
- Der Abbruch ist mit grossem Aufwand verbunden.
- Die Zementherstellung verursacht viel CO₂.
- Die Rohstoffe sind nicht nachwachsend.
- Bis jetzt kann Beton nur sehr begrenzt recycelt werden, jedoch ist diesbezüglich einiges im Gange.

«Stahlbeton ist ein stark inhomogener Verbundstoff mit nichtlinearem Verhalten» (Bindseil 2015)

Wie im obigen Zitat erwähnt, ist Stahlbeton ein Verbundstoff. Stahlbeton setzt sich aus Bewehrungsstahl und Beton zusammen. Dies ist in der Abbildung 21 ersichtlich. Als erstes wird eine Form, die Schalung, erstellt. Diese ist im Bild unten links noch zu sehen. Anschliessend wird der Bewehrungsstahl verlegt. Die Stäbe werden in Längs- und Querrichtung verlegt. Danach wird der zähflüssige Beton eingefüllt. Durch eine chemische Reaktion von Wasser und Zement bindet er ab und härtete aus.



Abbildung 21: Erstellung einer Stahlbetonplatte (Das Haus Online)

Der Stahl ist für die Zugfestigkeit und der Beton für die Druckfestigkeit verantwortlich. Daher werden Bauteilen, in den Bereichen wo Zug zu erwarten ist, mit Stahl verstärkt. Der Verbund zwischen den beiden Materialien ist für das Zusammenwirken des gesamten Querschnitts wichtig. Das ganze Tragverhalten des Materials ist sehr komplex und wird daher für die Berechnung vereinfacht.

4.2.1 Beton

Beton selbst ist ein Gemisch aus Gesteinskörnung, Zement, Wasser und Zusatzmitteln. In der Folge werden kurz die Eigenschaften der einzelnen Bestandteile erläutert.

4.2.1.1 Gesteinskörnung

Etwa 70 % des Volumens besteht aus der Gesteinskörnung. Sie bildet das Traggerüst des Betons. In der Schweiz besteht sie grösstenteils aus natürlichen Kiesen und Sanden, welche im Mittelland reichlich vorhanden sind. Diese werden nach verschiedenen Korngrössen aufgeilt, damit sie bei der Betonproduktion gezielt nach den gewünschten Anteilen wieder zusammengesetzt werden können. In der Abbildung 22 ist eine typische Siebkurve (rote Linie) und der genormte Grenzbereich (rote Fläche) zusehen. Auf der X-Achse sind die Durchmesser der Sieböffnungen auf einer logarithmischen Skala abgebildet und auf der Y-Achse sind Masse des Siebdurchgangs in Prozent zu sehen. Dies ist so zu verstehen, dass zum Beispiel, wenn das Korngemisch mit einem Sieb, dessen Maschen 1mm gross sind, gesiebt wird, 20 % der Masse durch das Sieb geht und 80% nicht (blaue Pfeile)

Korngemisch 0/32mm Kategorie G_A 85

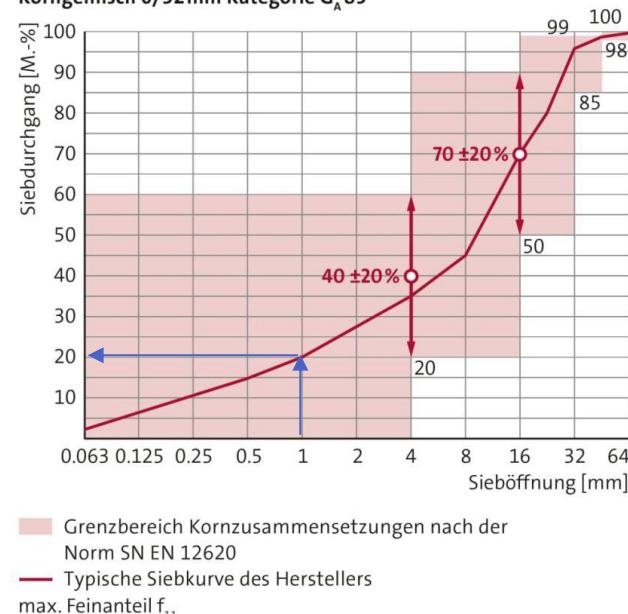


Abbildung 22: Typischer Siebdurchgang mit den zulässigen Grenzabweichungen nach der Norm SN EN 12620 für ein Korngemisch 0/32 mm (Holcim AG)

Das Gemisch wird so gewählt, dass ein möglichst dichtes Gefüge mit wenig Zwischenräumen entsteht, damit wenig Zement benötigt wird, um diese Zwischenräume auszufüllen. Die Art des Gesteins und dessen Zusammensetzung beeinflussen die Eigenschaften des Betons (Oesterlee 2017).

4.2.1.2 Zement

Der Zement ist das Bindemittel, der die Gesteinskörnung zusammenhält. Der Zement reagiert chemisch mit dem Wasser zu Zementstein, der wasserunlöslich ist. Dieser Prozess wird auch als Hydratation bezeichnet.

Der Zement wird aus Gestein hergestellt. Dabei sind die wichtigsten Inhaltsstoffe Kalk, Ton und Korrekturstoffe, so dass ein optimales Mengenverhältnis aus Calcium, Silicium, Aluminium und Eisen entsteht. Die Rohstoffe werden in gewünschter Zusammensetzung in einer Mühle gemahlen und anschliessend bei 1450°C zu Klinker gebrannt. Dieser Prozess ist verantwortlich für die schlechte CO₂-Bilanz. Einerseits wird viel Energie für die Erhitzung des Mehls benötigt. Dafür wird oft Öl, Steinkohle, Holz oder anderes verbrannt. Andererseits wird während des Brennens Kalkstein (CaCO₃) in Calciumoxid (CaO) und Kohlendioxid (CO₂) umgewandelt. Durch diverse Bemühungen konnte der CO₂-Ausstoss um ca. 50% reduziert werden. Nach dem Brennen wird der Klinker nochmals zu Zement gemahlen. Je nach Zusammensetzung sind die Eigenschaften des Zements unterschiedlich und sind in der SN EN 197-1 reglementiert. Da der Zement letztendlich für die Festigkeit des Betons verantwortlich ist, werden hohe Anforderungen an die Qualitätssicherung gestellt (Oesterlee 2017).

4.2.1.3 Zugabewasser und Zusatzstoffe

Als Zugabewasser kann Trinkwasser immer verwendet werden. Auch Regenwasser und Oberflächenwasser kann unter Einschränkungen verwendet werden. Meerwasser ist jedoch auf Grund des Salzes ungeeignet, da das zur Korrosion der Bewehrung führt.

Die Aufgaben des Wassers sind die Verarbeitbarkeit des Betons zu ermöglichen und mit dem Zement zu reagieren. Dabei muss auf das richtige Verhältnis von Wasser und Zement (w/z-Wert) geachtet werden. Ist der w/z-Wert zu hoch, ist die Festigkeit niedrig und die Dauerhaftigkeit gering. Dagegen ist die Festigkeit und Dauerhaftigkeit hoch, wenn der w/z-Wert niedrig ist, aber der Zementverbrauch ist auch höher.

Mit Zusatzmitteln werden Eigenschaften des Betons beeinflusst. Für die Bearbeitung sind die Frischbetoneigenschaften wichtig. So kann mit Fliessmittel eine flüssigere Konsistenz erzeugt werden, ohne dass mehr Wasser benötigt wird, was zum Beispiel bei Pumpbeton wichtig ist. Damit der Beton länger bearbeitet werden kann, wird Erstarrungsverzögerer beigefügt. Um das Gegenteil zu erreichen, dass die Festigkeit schneller zunimmt, wird Erstarrungsbeschleuniger beigefügt. Die Zusatzmittel können aber auch die Eigenschaften des ausgehärteten Betons beeinflussen. So verbessert Mikrosilikat die Festigkeit und Dauerhaftigkeit und eine erhöhte Frostbeständigkeit erreicht man mit Luftporenbildner. Die Zusatzmittel sind in der heutigen Betontechnologie nicht mehr wegzudenken (Oesterlee 2017).

4.2.1.4 Statische Eigenschaften des Betons

Die Materialeigenschaften streuen auf Grund der inhomogenen Zusammensetzung und der je nach Herkunft unterschiedlichen Eigenschaften der Bestandteile stark (Bindseil 2015). Dies trifft sogar bei Beton derselben Festigkeitsklasse zu, welche in der Schweizer Norm (SIA 262 Betonbau 2013) angegeben sind. Wie oben erwähnt, ist die wichtigste Eigenschaft des Betons die Druckfestigkeit. Sie hängt 3-fach von der Zeit ab: vom Belastungsalter, von der Belastungsgeschwindigkeit und von der Belastungsdauer. Die Bemessungswerte in der SIA 262 werden für ein mässige Belastungsgeschwindigkeit, einem Betonalter von 28 Tagen und einer unbegrenzten Belastungsdauer angesetzt. Für Erdbeben ist die Geschwindigkeit hoch und die die Belastungsdauer kurz, jedoch das Belastungsalter zufällig. Bei stossartigen Einwirkungen wie Anprall oder Explosionen kann die Festigkeit gemäss (SIA 262 Betonbau 2013) um den Faktor $\eta_t = 1.2$ erhöht werden. In der Abbildung 23 sind die Betonklassen und die dazugehörigen Festigkeiten aus der (SIA 262 Betonbau 2013) zu sehen.

Beton	C 12/15	C 16/20	C 20/25	C 25/30	C 30/37	C 35/45	C 40/50	C 45/55	C 50/60	C .../...
f_{cd} [N/mm ²]	8,0	10,5	13,5	16,5	20,0	22,0	24,0	26,0	28,0	Gl. (2)
τ_{cd} [N/mm ²]	0,70	0,80	0,90	1,00	1,10	1,20	1,25	1,35	1,40	Gl. (3)
ε_{c1d} [-]	0,002									
ε_{c2d} [-]	0,003									

Abbildung 23: Bemessungswerte für Normalbeton aus (SIA 262 Betonbau 2013) mit $\eta_t = 1.0$

Dabei steht f_{cd} für den Bemessungswert der Druckfestigkeit des Betons und τ_{cd} für den Bemessungswert der Schubspannung. Der Wert ε_{c1d} ist die Stauchung des Betons beim Erreichen des Bemessungswerts f_{cd} und ε_{c2d} die Stauchung beim Bruch des Betons. Der Bemessungswert der Schubspannung wird von der charakteristischen Zylinderdruckfestigkeit übernommen, mit den Sicherheitsfaktor γ_c reduziert und dem Umrechnungsfaktor η_t ergänzt.

Die Schubspannungsgrenze τ_{cd} wird ebenfalls aus der Zylinderdruckfestigkeit f_{ck} berechnet:

Formel 18

$$\tau_{cd} = \frac{0.3 * \eta_t * \sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c}$$

Die Zugfestigkeit von Beton ist gering. Sie beträgt etwa 10% der Druckfestigkeit und streut stärker als diese. Für die Tragsicherheitsnachweise wird die Zugfestigkeit in der (SIA 262 Betonbau 2013) nicht verwendet. Beim Nachweis der Gebrauchstauglichkeit für die Risse und die Verformung jedoch schon. Die Zugfestigkeit markiert die Grenze für das plastische Materialmodell zwischen dem gerissenen und ungerissenen Zustand des Stahlbetons.

Der E-modul hat ebenfalls eine grosse Streuung und hängt von verschiedenen Parametern ab. Im (EC2 2011) steht folgenden Formel für den E-Modul:

Formel 19

$$E_{cm} = 22'000 * (0.1 * f_{cm})$$

f_{cm} : Mittelwert der Druckfestigkeit

Jedoch werden so die Art des Gesteins und die Form des Kieses nicht berücksichtigt. Daher kann so der ermittelte Wert um ca. $\pm 30\%$ abweichen, was für die Ermittlung der Gebäudesteifigkeit nicht unerheblich ist.

In der (SIA 262 Betonbau 2013) wird der E-Modul wie folgt definiert:

Formel 20

$$E_{cm} = k_E * \sqrt[3]{f_{cm}}$$

f_{cm} : Mittelwert der Druckfestigkeit

Wobei k_E je nach Gestein unterschiedlich ist:

- Alluvialkies 10'000 bis 12'000
- Gebrochener Kalk: 8'000 bis 10'000
- Glimmerhaltiges Gestein: 6'000 bis 8'000

4.2.1.5 Nichtlinearität des Betons

Im Eurocode 2 werden extra Bemessungswerte für nichtlineare Verfahren der Schnittgrössenermittlung und für Verformungsberechnungen angegeben. Für einaxiale, kurzzeitige Druckbeanspruchungen wird folgende Spannungs-Dehnungs-Linie (Abbildung 24) angegeben.

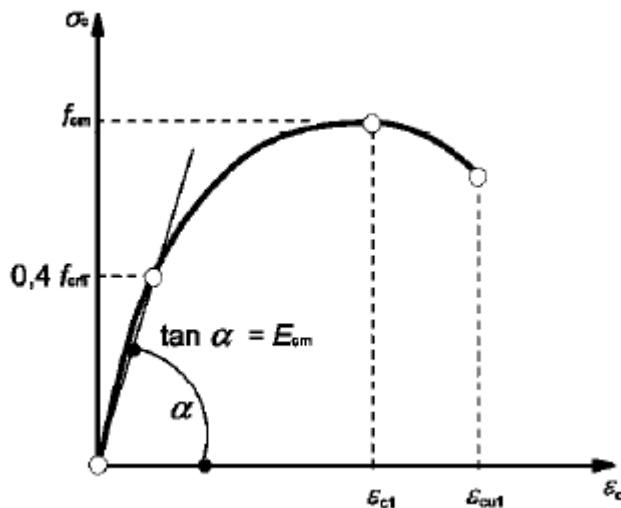


Abbildung 24: Spannungs-Dehnungs-Linie für nichtlineare Verfahren der Schnittgrössenermittlung (EC2 2011)

Diese bildet das Verhalten von Beton unter Druck ab. Es ist zu erkennen, wie die Steifigkeit mit zunehmendem Druck abnimmt und nach der maximalen Belastung f_{cm} negativ wird. Als maximale Belastung wird die mittlere Druckfestigkeit nach 28 Tagen verwendet. Wie bei der (SIA 262 Betonbau 2013) ist der Wert ε_{c1} die Stauchung des Betons beim Erreichen der mittleren Druckfestigkeit f_{cm} und ε_{cu1} die Stauchung beim Bruch des Betons. Jedoch weichen die Werte für die nichtlinearen Verfahren etwas ab. Die Stauchung des Betons beim Erreichen der mittleren Druckfestigkeit nimmt für jede Betonfestigkeitsklasse etwas zu. Für Beton der Klasse C25/30 liegt der Wert bei $\varepsilon_{c1} = 2.1\%$. Hingegen ist der Wert für die Stauchung beim Bruch für normalfeste Betone immer $\varepsilon_{cu1} = 3.5\%$. In der Abbildung 26 ist ebenfalls das Elastizitätsmodul abgebildet. Dieses wird durch die Steigung der Gerade, die durch den Punkt bei 40% der mittleren Druckfestigkeit geht, definiert.

Die Kurve in der Abbildung 26 lässt sich auch durch folgende Gleichung aus dem (EC2 2011) definieren:

Formel 21

$$\sigma_c = f_{cm} * \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k - 2) * \eta}$$

mit:

Formel 22

$$\eta = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}}$$

Formel 23

$$k = \frac{1.05 * E_{cm} * |\varepsilon_{c1}|}{f_{cm}}$$

4.2.2 Betonstahl

Als Betonstahl werden die gerippten Stahlstäbe bezeichnet, die der Bewehrung des Betons dienen. Sie sind aus speziellen Stahlsorten, die den Anforderungen gewachsen sind. Sie müssen eine hohe Festigkeit und ein grosses Verformungsvermögen aufweisen. Gleichzeitig müssen sie leicht zu verarbeiten und zu biegen so wie schweißbar sein. Zusätzlich sind gute Ermüdungseigenschaften gefordert. Diese Eigenschaften werden durch den Kohlenstoffanteil sowie durch die Bearbeitungsschritte erreicht. Die Stäbe sind als lose Einzelteile oder zu Netzen zusammengeschweisst erhältlich.

Am Anfang des Stahlbetons wurden nur glatte Stäbe verwendet. Durch das Profilieren der Oberfläche konnte der Verbund des Stahls mit dem Beton deutlich verbessert werden. Heutzutage sind nur noch profilierte Stäbe erhältlich.

Betonstahl	B500A	B500B	B500C	B700B	Fraktil ¹⁾
Erzeugnis	Ringe geschweißte Matten	Stäbe, Ringe geschweißte Matten	Stäbe, Ringe geschweißte Matten	Stäbe, Ringe geschweißte Matten	
Duktilitätsklasse	A	B	C	B	
Fliessgrenze f_{sk} [N/mm ²] ^{2) 3)}	500	500	500	700	5%
Verhältnis $(f_t/f_s)_k$	$\geq 1,05$ ⁴⁾	$\geq 1,08$	$\geq 1,15$ $\leq 1,35$	$\geq 1,08$	10%
Dehnung bei Höchstlast ε_{uk} [%]	$\geq 2,5$ ⁴⁾	$\geq 5,0$	$\geq 7,5$	$\geq 5,0$	10%

Abbildung 25: Stahlklassen nach der SIA 262 (SIA 262 Betonbau 2013)

In der SIA 262 und im Eurocode 2 werden drei Duktilitätsklassen A, B und C genannt sowie zwei Festigkeitsklassen. In der Abbildung 25 sind die Klassen und Festigkeiten aufgelistet. Die Duktilitätsklassen werden durch das Verhältnis der Zugfestigkeit f_{tk} zur der Streckgrenze f_{sk} und der Dehnung bei der höchstmöglichen Last ε_{uk} definiert. Diese sind in der fünften und sechsten Zeile angeben. Die Festigkeitsklassen werden durch die Fliessgrenze definiert. Für die eine Klasse liegt sie bei 500 N/mm² und für die andere bei 700 N/mm². Die Qualitätsbezeichnung setzt sich aus der Festigkeitsklasse und der Duktilität zusammen. Zum Beispiel die am häufigste verwendete Stahlqualität ist B500B. Die 500 steht für die charakteristische Fliessgrenze bei 500 N/mm² und das zweite B für die Duktilitätsklasse. Diese Kenngrössen werden durch einachsige Zugversuche ermittelt (Oesterlee 2017).

In der Abbildung 26 ist eine Spannungs-Dehnungs-Line von warmgewalzten, naturhartem Betonstahl zusehen. Bis zum Erreichen der Fliessgrenze f_{sk} verhält sich der Stahl rein elastisch. Die Verformung nimmt proportional zur Belastung zu und bei der Entlastung wieder ab. Es bleiben keine plastischen Verformungen zurück. In diesem Bereich wird das Elastizitätsmodul E bestimmt. Es gibt das Verhältnis der Spannung zur Verformung gemäss dem Hookeschen Gesetz an (siehe Kapitel 4.4.1). Der E-Modul wird in der SIA 262 (SIA 262 Betonbau 2013) mit 205'000 N/mm² angeben. Im Gegensatz zu Beton ist Stahl ein Material mit geringer Streuung. Daher sind auch die Sicherheitsbeiwerte kleiner.

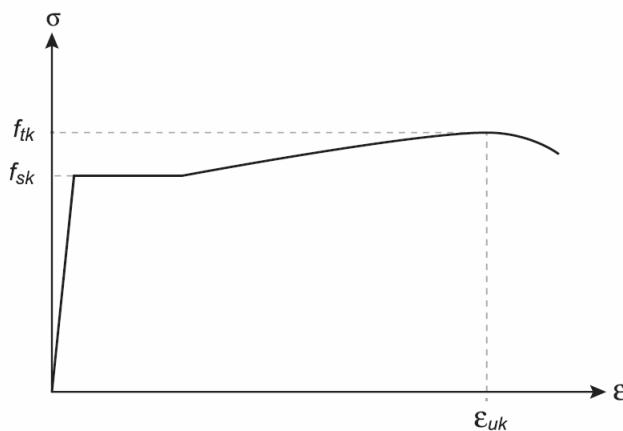


Abbildung 26: Spannungs-Dehnungs-Diagramm von naturhartem Betonstahl (SIA 262 Betonbau 2013)

Nach dem die Fließgrenze erreicht wurde nimmt die Dehnung überproportional zu. Es kommt zu einer plastischen Verformung. Das heisst, dass die Verformung bleibend ist. In diesem Bereich kann der Stahl weiterhin Kräfte aufnehmen, bis die Zugfestigkeit erreicht wird. Die Dehnung ist bis hier hin über den ganzen Stab verteilt. Belastungen darüber hinaus führen zur Einschnürung, einer lokalen zusätzlichen Dehnung, und dem anschliessenden Bruch des Stabes (Oesterlee 2017).

4.2.3 Verbundwirkung

Damit sich Beton und Betonstahl mit ihren jeweiligen Stärken ergänzen, müssen sie im Verbund wirken. Der Beton übernimmt die Druckkräfte und der Stahl die Zugkräfte. Damit dies möglich ist müssen sie fest miteinander verbunden sein, damit sie die Kräfte übertragen können. Das geschieht über drei Mechanismen. Bei niedrigen Kräften geschieht das über die Haftung auf Grund der chemischen Adhäsion. Bei der kleinsten Verschiebung vom Stahl gegenüber dem Beton wird diese zerstört und die Reibung übernimmt die Übertragung der Kräfte. Bei den alten glatten Stäben war das der Hauptmechanismus. Bei den heutigen Stäben wird die Übertragung hauptsächlich über die Rippen gewährleistet. Diese stützen sich bei Verschiebungen auf den Beton ab und übertragen so die Kräfte.

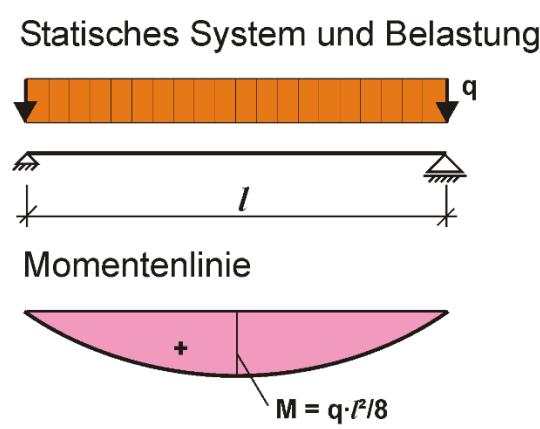
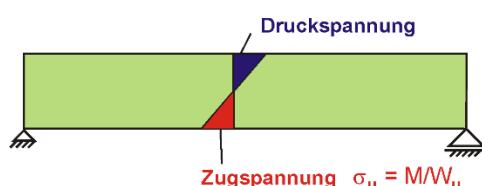


Abbildung 27: Statisches System und Momentenlinie eines einfachen Stahlbetonbalkens (Wikipedia 2023)

Ungerissener Betonbalken



Gerissener Stahlbetonbalken

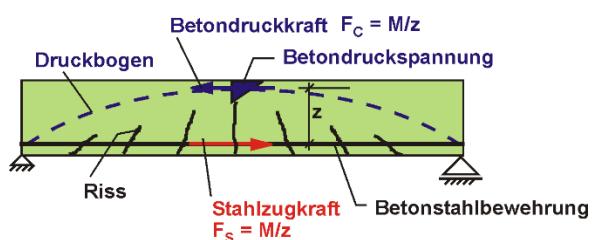


Abbildung 28: Tragverhalten eines ungerissenen und eines gerissenen Stahlbetonbalkens (Wikipedia 2023)

Je nach Belastung kommen die unterschiedlichen Materialien stärker oder gar nicht zum Einsatz. In der Abbildung 27 ist das statische System und die Momentenlinie eines einfachen Balkens, der

gelenkig gelagert ist, abgebildet. Solange der Beton nicht gerissen ist, kommen die Grundlagen der allgemeinen Festigkeitslehre zum Tragen. Die Spannung kann nach der Elastizitätstheorie unter der Annahme einer linearen Dehnungsverteilung berechnet werden. In diesem Zustand wird die Zugbewehrung noch nicht benötigt. Sobald unten die Zugspannung σ_u im Bereich des maximalen Moments die Betonzugfestigkeit f_{ct} überschreitet, reißt der Beton und die Zugbewehrung wird aktiviert (Abbildung 28 oben). Auch wenn ein Betonbalken ohne Bewehrung auskommen würde, weil die Belastung so klein ist, wird er trotzdem bewehrt. Dadurch wird ein sprödes Versagen verhindert. So wird auch die Mindestbewehrung definiert. Sie muss mehr Zug aufnehmen können als der Beton.

Sobald der Beton gerissen ist, verändert sich auch das Tragverhalten des Balkens. In der Abbildung 28 unten ist das Tragverhalten vereinfacht als Bogen-Zugband-Modell dargestellt. Der Beton übernimmt oben die Druckkräfte, während die Bewehrung unten die Zugkräfte übernimmt (Oesterlee 2017). So übernehmen beide Materialien gemäss ihren Stärken die Aufgaben. Da die Bewehrung nicht vorgespannt einbetoniert ist, entstehen die Zugkräfte erst durch die Verformung.

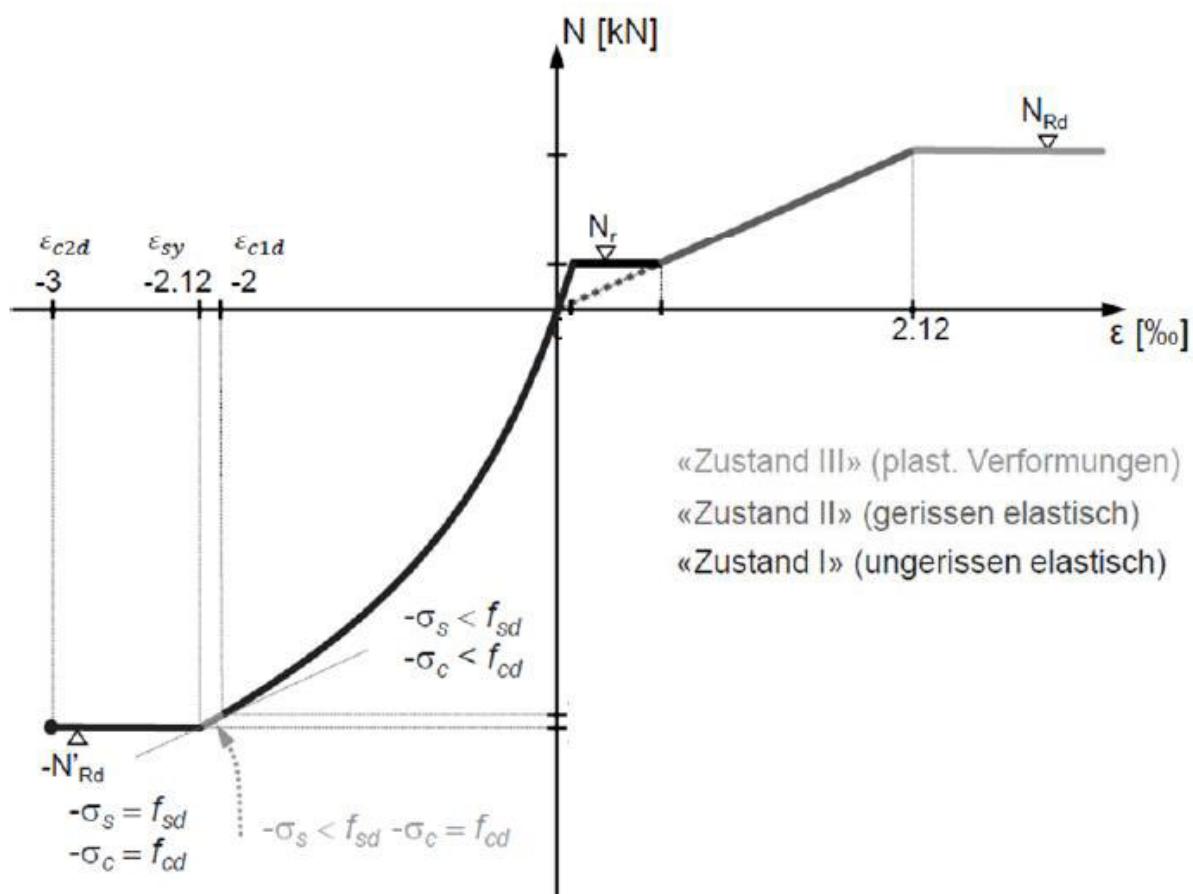


Abbildung 29: Normalkraft-Dehnungs-Diagramm (Kaufmann 2021)

Anhand eines Stabes, der mit Normalkraft belastet wird in der Abbildung 29 das nichtlineare Verhalten des Verbundes von Betonstahl und Beton verdeutlicht. Auf der horizontalen Achse ist die Dehnung bzw. Stauchung ϵ in Promille abgetragen und auf der vertikalen Achse die Normalkraft N in kN.

Der dritte Quadrant betrifft die Druckkraft. In diesem Beispiel ist vor allem der Beton massgebend. Zwar wirkt der Betonstahl auf Druck auch mit, aber die Kurve wird bis zum Erreichen der Betonstauchung $\varepsilon_{c1d} = -2\%$ stark vom Beton bestimmt. Anschliessend hat der Stahl noch Kapazität, die Belastung kann weiter gesteigert werden bis zur Fließgrenze f_{sd} bei einer Stauchung von ε_{sy} der Bewehrung. Hier ist das Maximum erreicht. Der Stab lässt sich bei gleichbleibender Kraft bis zur Bruchdehnung des Betons bei $\varepsilon_{c2d} = -3\%$ weiter stauchen, bis er bricht.

Im ersten Quadranten ist die Kraft-Dehnungslinie für die Zugkraft abgebildet. Zu Beginn wirken Beton und Betonstahl gemeinsam bis zu dem Punkt, wo die Zugfestigkeit des Betons erreicht wird. Die Dehnung nimmt linear zu, bis der Beton bricht und auf einen Schlag muss die Bewehrung mehr Kraft aufnehmen. Daher gibt es einen Sprung in der Kraft-Dehnungslinie. Der ungerissene Zustand vor dem Bruch wird auch als Zustand I bezeichnet. Nach dem Bruch befindet sich der Beton im Zustand II. Ab hier trägt nur noch der Betonstahl. Die Dehnung nimmt linear weiter zu bis die Fliessgrenze bei $\epsilon_{sy} = 2.12\%$ erreicht wird. Danach kommt der Zustand III, bei dem sich der Betonstahl bis zum Bruch plastisch verformt.

Beim ungerissenen Beton kann die Steifigkeit nach der Elastizitätstheorie berechnet werden. Im gerissenen Zustand nimmt die Steifigkeit jedoch deutlich ab. Dies hängt jedoch von diversen Faktoren ab. In der (SIA 262 Betonbau 2013) wird für die Berechnung der Durchbiegung im ungerissenen Zustand und der Berücksichtigung des Kriechens folgende Formel angegeben:

Formel 24

$$w_{c\varphi} = w_c * (1 + \varphi)$$

Dabei ist w_c die elastische Durchbiegung für den ungerissenen Zustand und φ ist die Kriechzahl. Diese berücksichtigt, dass Beton unter Dauerlast kriecht. Für die Durchbiegen im gerissenen Zustand ist die Formel einiges komplexer, da diverse Faktoren eine weitere Rolle spielen:

Formel 25

$$w = \frac{1 - 20\rho'}{10\rho^{0.4}} * (0.75 + 0.1\varphi) \left(\frac{h}{d}\right)^3 * w_c$$

ρ'	geometrischer Bewehrungsgehalt in der Druckzone
ρ	geometrischer Bewehrungsgehalt in der Zugzone
φ	Kriechzahl
h	Bauteilhöhe
d	statische Höhe
w_c	elastische Durchbiegung im ungerissenen Zustand

Die Realität liegt irgendwo dazwischen, da auch ein gerissenes Bauteil Zonen hat, wo es nicht gerissen ist. Für die Erdbebenbemessung ist dieser Umstand nicht zu vernachlässigen, da die Steifigkeit einen entscheiden Einfluss auf die Eigenfrequenzen und somit auf das Antwortspektrum hat. Herausfordern kommt dazu, das die Wände als aussteifende Elemente zu Beginn eines Erdbebens in der Regel nicht gerissen sind, da sie nur Druckkräfte aus der vertikalen Lastabtragung erhalten. Durch ein Erdbeben erfahren sie nun auch Zugkräfte und reissen. Bei einer linear-elastischen Berechnung kann dieses Verhalten nicht berücksichtigt werden, jedoch macht es keinen Sinn die volle Steifigkeit des ungerissenen Zustandes zu berücksichtigen. In der (SIA 261 2020) wird für das Ersatzkraft- und Antwortspektrenverfahren gefordert, eine mittlere Steifigkeit bis zum Fliessbeginn einzusetzen, ohne genauere weitere Angaben.

In (Wenk, Erdbebensicherung von Bauwerken I 2011) werden auf die Richtwerte aus (New Zealand Standard 1995) verwiesen. Diese sind in der Abbildung 30 zusehen, wobei:

- N Normalkraft mit Druck positiv
 f_c' Zylinderdruckfestigkeit
 A_c Fläche des ungerissenen Querschnitts
 I_g Trägheitsmoment des ungerissenen Querschnitts

Riegel	Stützen	Wände
Rechteckquerschnitt $\rightarrow 0,4 I_g$	$N/(f_c' A_c) > 0,5 \rightarrow 0,8 I_g$	$N/(f_c' A_c) = 0,2 \rightarrow 0,45 I_g$
T- oder L-Querschnitt $\rightarrow 0,35 I_g$	$N/(f_c' A_c) = 0,2 \rightarrow 0,6 I_g$	$N/(f_c' A_c) = 0,0 \rightarrow 0,25 I_g$
	$N/(f_c' A_c) = -0,05 \rightarrow 0,4 I_g$	$N/(f_c' A_c) = -0,1 \rightarrow 0,15 I_g$

Abbildung 30: Richtwerte für die Abminderung des Trägheitsmoments auf Grund der Rissbildung aus (New Zealand Standard 1995) abgebildet in (Wenk, Erdbebensicherung von Bauwerken I 2011)

Diese Richtwerte sind mittlere Steifigkeitswerte, welche über das ganze Bauteil als konstant angenommen werden (Wenk, Erdbebensicherung von Bauwerken I 2011).

4.2.4 Duktilität von Betonwänden

Wie auch bei Holzrahmenwände gibt es für Betonwände ein duktile und nicht duktile Konzept. Jedoch ist bei Betonwänden weniger Aufwand erforderlich, um die Duktilität zu erhalten, da das duktile Materialverhalten in der Natur von Stahlbeton liegt. Daher liegt gemäss (SIA 262 Betonbau 2013) bei nicht duktilen Tragwerken der Verhaltensbeiwert bei $q = 2$ für Betonstahl der Duktilitätsklasse B und C und nicht bei $q = 1.5$. Um ein Betonwand duktil zu bemessen, müssen nur ein paar konstruktive Regeln eingehalten werden und nur die Belastung durch die Querkraft muss erhöht werden, damit ein Schubversagen ausgeschlossen werden kann. Somit muss bei Stahlbetonwänden weniger stark überdimensioniert werden als bei den Holzrahmenwänden. Die konstruktiven Regeln beschränken sich auf die Geometrie der Wände, dem Bewehrungsgehalt und der Bewehrungsführung. Dabei ist ein zentraler Punkt die Umschnürung der Randelemente wie in der Abbildung 31 zu sehen ist. Dadurch kann für den Verhaltensbeiwert für Betonstahl der Duktilitätsklasse B $q = 3$ und bei der Duktilitätsklasse C $q = 4$ eingesetzt werden.

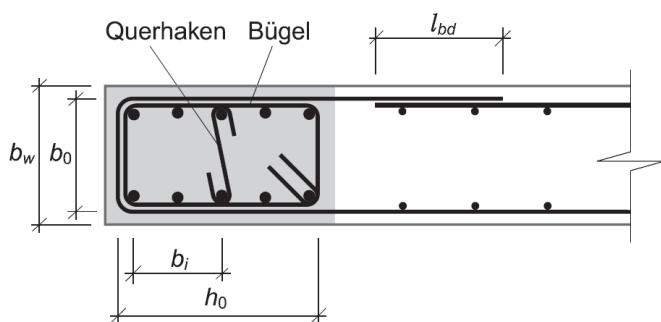


Abbildung 31: Umschnürung der Randelemente (SIA 262 Betonbau 2013)

In (Lestuzzi 2000) wurde das Verhalten von Stahlbetonwänden im Erdbebenfall untersucht. Dafür wurden sechs Stahlbetonwände dynamisch geprüft. Dabei wurde die Wichtigkeit der konstruktiven Durchbildung klar aufgezeigt. Zudem wurde die Modell für das Materialverhalten untersucht und weiterentwickelt.

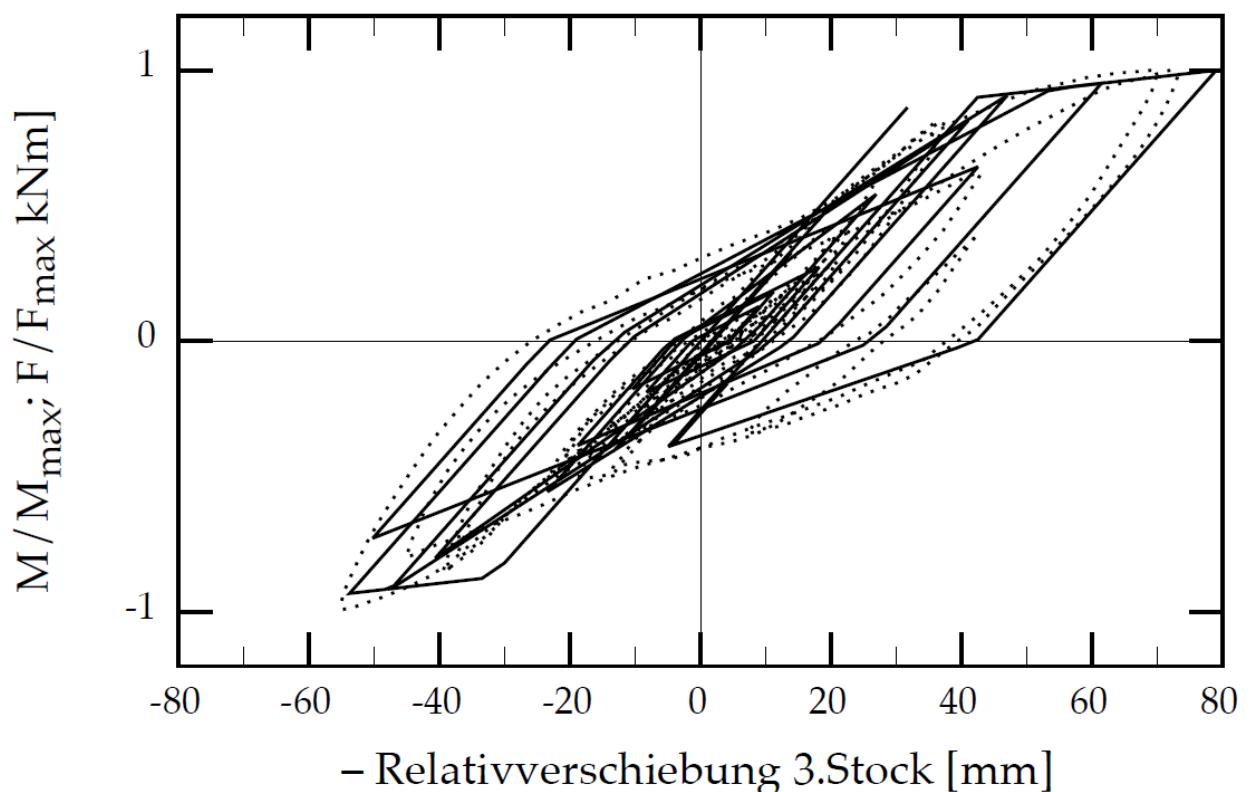


Abbildung 32: Verhalten einer Stahlbetonwand unter zyklischer Belastung (Lestuzzi 2000)

In der Abbildung 32 ist das Verhalten einer Stahlbetonwand aus (Lestuzzi 2000) unter einer zyklischen Belastung abgebildet. Die Kraft bzw. das Moment ist auf der Ordinate eingetragen und wechselt zwischen positiv und negativ, wie es auch bei einem Erdbeben der Fall wäre. Auf der Abszisse ist die entsprechende Verschiebung abgebildet. Die durchgezogene Linie bildet das berechnete Modell und die gepunktete die getestete Wand ab.

Es wird aufgezeigt, dass mathematische Modelle existieren und die benötigten Parameter bekannt sind, um das duktile Verhalten von Stahlbetonwände zu modellieren. Im Vergleich zu den Holzrahmenwänden ist die Forschung schon weiter. Bis jetzt hat sich die Erstellung von plastischen Tragwerksmodellen in der Praxis noch nicht durchgesetzt. Diese Möglichkeit wird einerseits im SIA-Normenwerk nicht geregelt, anderseits können die wenigsten gängigen Statikprogramme so komplexe Materialmodelle abbilden. Diesbezüglich ist die amerikanische Norm schon einen Schritt weiter. In der Norm ASCE 41-17 ist geregelt, wie das plastische Verhalten von Stahlbetonwänden in einem Stabmodell modelliert werden kann. Die Eigenschaften werden in den Knoten zusammengefasst. Leider stand diese Norm für diese Thesis nicht zur Verfügung.

4.3 Hybridbauten

Aus der Erfahrung des Autors werden in der Praxis immer wieder verschiedene Materialien kombiniert. Im Massivbau sind die Wände, die für die horizontale Aussteifung benötigt werden, aus Beton und die anderen aus Mauerwerk. Auch im Holzbau wird oft das Treppenhaus aus brandschutztechnischen Gründen betoniert und die restlichen Wände in der Holzrahmenbauweise oder aus Brettsperrholzplatten erstellt. Diese Kombinationen sind nicht unproblematisch, da sich die Materialien unterschiedlich verhalten. Beim ersten Beispiel werden die Mauerwerkswände in der Regel für Erdbebenberechnungen nicht berücksichtigt. Das bedingt auch, dass sie so konstruiert werden, dass sie keine horizontalen Kräfte übernehmen können. Mit Gleitlagern kann genau dies verhindert werden. Das sind spezielle Streifen, die zwischen Mauer und Decke gelegt werden und nur Druckkräfte übertragen, aber praktisch keine horizontalen Kräfte. So kann das Problem des unterschiedlichen Verhaltens umgangen werden.

Bei Holzhybridbauten ist dies nicht ohne weiteres möglich, da sonst die ganzen Lasten am Betonkern angeschlossen werden müssten. Daher werden die anderen Wände auch berücksichtigt. Die Problematik, die dieses Vorgehen mit sich bringt, wird in den Vorlesungsunterlagen des Master of Wood Technology (Geiser 2022) deutlich aufgezeigt.

Eine Herausforderung sind die unterschiedlichen Verformungseigenschaften. Bei Stahlbetonwänden trägt die Biegeverformung der grösste Beitrag zur Verformung, welche konvex ist, bei. Hingegen kommt bei Holzrahmenwänden der grösste Anteil aus der Schubverformung, was zu einer konkaven Form führt. In der Abbildung 33 sind die beiden Deformationen dargestellt. Auf der linken Seite ist die Verformung von zwei Stahlbetonwänden abgebildet. Diese sind unten eingespannt. Die Geschosse sind gelenkig angeschlossen. Rechts ist dasselbe Modell aber mit Holzrahmenwänden.

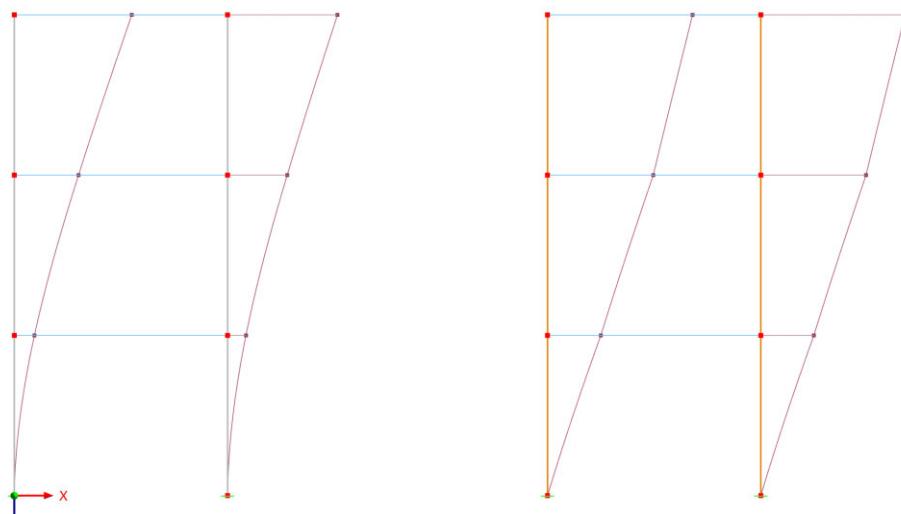


Abbildung 33: Vergleich der Verformung: links Stahlbetonwände und rechts Holzrahmenwände

Wenn diese beiden Systeme zusammenwirken, führen diese unterschiedlichen Deformationen dazu, dass die Holzrahmenwände im oberen Bereich die Betonwände entlasten und im unteren Bereich umgekehrt. Dies führt dazu, dass die Anschlüsse der Decken an die Wände stärker belastet werden als bei reinen Systemen (Geiser 2022).

In den beiden vorderen Kapitel wurde das Verhalten von Holzrahmenwänden und Stahlbetonwänden erläutert. Da bei wurde deutlich, wie verschieden die beiden Systeme im Erdbebenfall reagieren. Während die Stahlbetonwände durch die Risse schnell an Steifigkeit verliert, nimmt sie bei den Holzrahmenwänden weniger schnell und weniger stark ab. Dies führt dazu, dass sich die Kraftverteilung während eines Erdbebens verändert. Je steifer eine Wand, desto mehr Kräfte «zieht» sie an. Das heisst zu Beginn des Erdbebens übernehmen die Betonwände mehr Kräfte als später, wenn sie gerissen sind. Daher sollten die beiden Zustände untersucht werden.

Eine weitere Herausforderung stellt die grosse Streuung der E-Module des Betons dar. Wenn die Gesteinsart nicht bekannt ist, kann der Beiwert k_E von einem Höchstwert von $k_E = 12'000 - 10'000$ für Alluvialkies bis zu einem Minimalwert von $k_E = 8'000 - 6'000$ für glimmerhaltiges Gestein stark variieren. In der Regel kann jedoch von Alluvialkies ausgegangen werden. Bei Hybridbauten gibt es keinen konservativen Wert. Wird der E-Modul des Betons überschätzt, übernimmt die Holzrahmenwand mehr Kräfte als bemessen. Wenn der E-Modul des Betons unterschätzt wird, wird die Betonwand stärker belastet.

In (Geiser 2022) wird der Einfluss des E-Moduls mit einer Beispielrechnung verdeutlicht. Auf der Abbildung 34 werden die Querkräfte zweier Modelle mit gerissenem (rechts) und ungerissenem (links) Beton verglichen. Der linke Stab stellt die Stahlbetonwand und der rechte Stab die Holzrahmenwand dar. Berechnet werden die Modelle mit dem Antwortspektrenverfahren. Zu sehen ist, dass die Querkraft in der Stahlbetonwand um bis zu 70% abnimmt und in der Holzrahmenwand um bis zu 70% zunimmt.

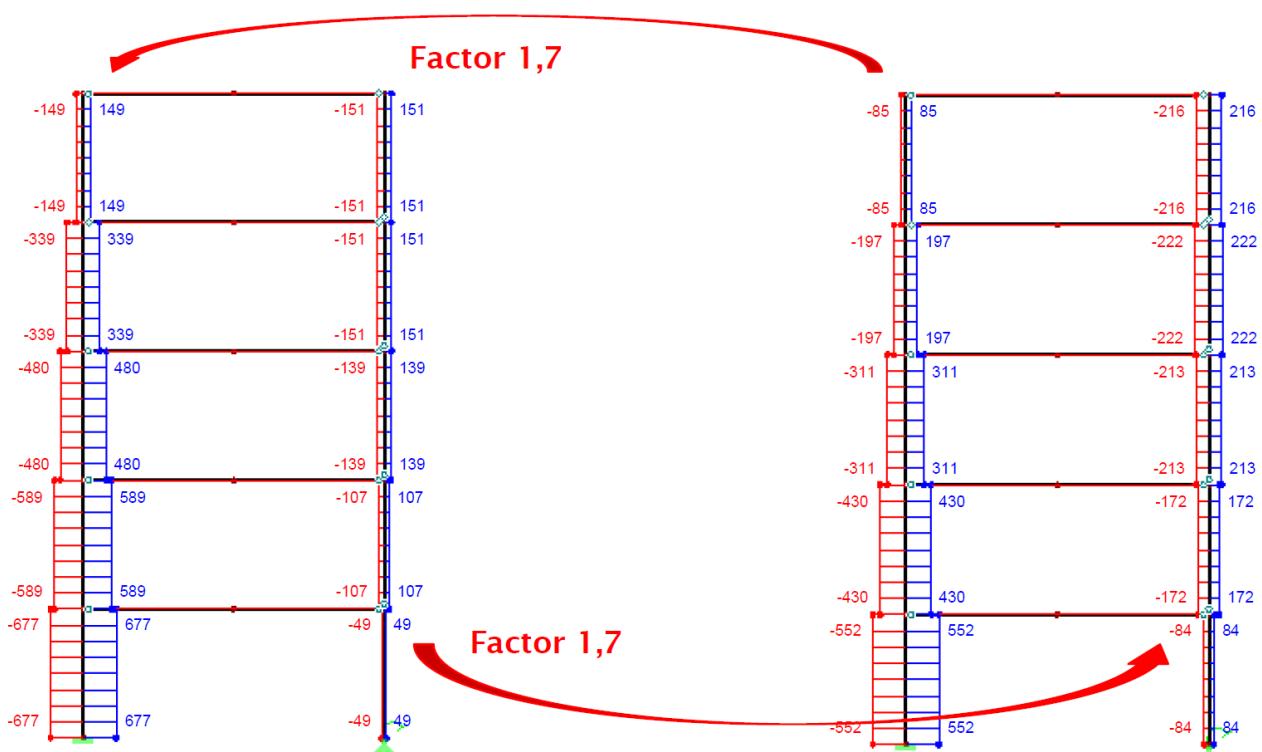


Abbildung 34: Vergleich der Querkräfte: links mit ungerissenem Beton und rechts gerissenem Beton (Geiser 2022)

Ein weiterer Punkt ist der Verhaltensbeiwert q . Wie im Kapitel 2 diskutiert, muss für den Verhaltensbeiwert q immer der niedrigste Wert genommen werden. Dabei wird das Verhalten der hybriden Struktur unterschätzt.

Auf Grund dieser Punkte wird in (Geiser 2022) empfohlen, um die maximalen Spannungen zu erhalten, eine Sensitivitätsanalyse durchzuführen. Aus konstruktiver Sicht wird zu dem empfohlen reine Holzgebäude zu errichten. Dafür würden die revidierten Brandschutzvorschriften aus dem Jahr 2015 auch Hand bieten. Jedoch ist dies mit einer aufwändigeren Konstruktion verbunden. Wenn das keine Option ist, sollten besser Brettsperrholzwände statt Holzrahmenwände verwendet werden, da bei diesen der Einfluss der Schubverformung geringer ist.

In dieser Arbeit wird der Ansatz verfolgt, das statische Modell nicht linear zu berechnen. Bei nicht linearen Berechnungen rückt der E-Modul in den Hintergrund und die maximale Belastbarkeit der Materialien rückt nach vorne. Daher werden im nächsten Kapitel die Materialmodelle vorgestellt. Leider hätte der zeitliche Aufwand, ein Hybridgebäude plastisch zu berechnen, die zur Verfügung stehende Zeit überschritten.

4.4 Materialmodelle

Wie oben gezeigt, haben die beiden Materialien nicht-lineare Eigenschaften. Um diese bei den Berechnungen zu berücksichtigen, braucht es entsprechenden Materialmodelle, welche auch in der Statiksoftware implementiert sind. In der Abbildung 35 sind verschiedene Arten des Materialverhaltens abgebildet. In der Mitte ist das klassische linear-elastische Verhalten zusehen. Links davon ist das Hardening. Hier nimmt die Materialfestigkeit mit der zunehmenden Belastung zu und wird somit steifer. Das Gegenteil ist auf der rechten Seite abgebildet. Hier verliert das Material mit zunehmender Belastung die Festigkeit und wird weicher. Diese Effekte haben einen Einfluss auf das dynamische Verhalten eines Gebäudes. Jedoch lassen sich die komplexen Materialverhalten von Stahlbeton und Holzrahmenwände nicht ohne weiteres so abbilden. Für die Berechnung müssen aber auch Vereinfachungen gemacht werden, da diese sonst zu umfangreich werden. Daher werden in der Folge nützliche Materialmodelle, welche in den verschiedenen Statikprogrammen implementiert sind, vorgestellt.

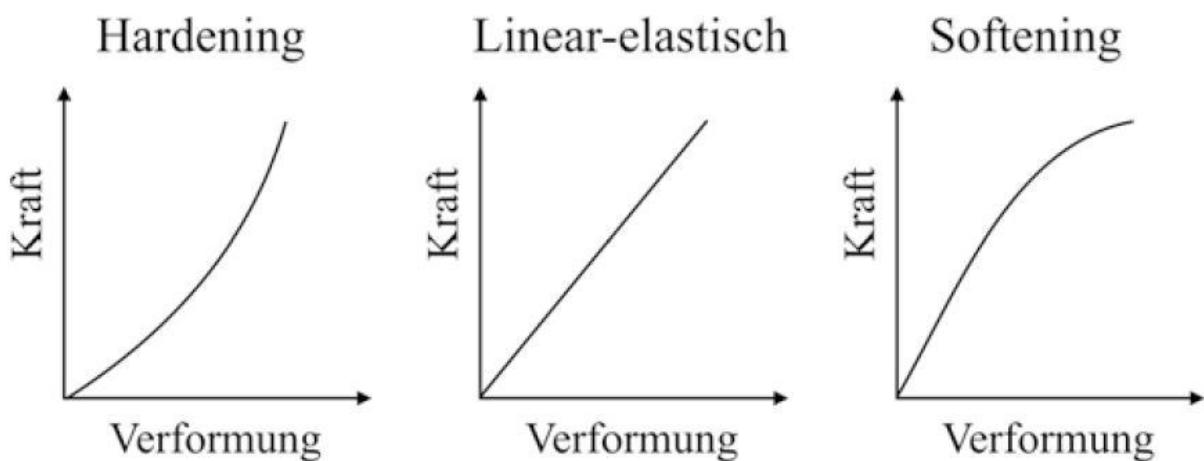


Abbildung 35: Arten des nichtlinearen Materialverhaltens (Jia 2014)

4.4.1 Linear-elastisches Modell

Für die meisten statischen Berechnungen wird mit dem linear-elastischen Materialverhalten gearbeitet. Dieses wird mit dem Hookeschen Gesetz beschrieben:

Formel 26

$$\sigma = E * \varepsilon$$

σ steht für die Spannung, E für das Elastizitätsmodul und ε für die Dehnung. Dies bedeutet, dass die Spannung mit zunehmender Dehnung linear zunimmt. Der Begriff «elastisch» röhrt daher, dass die Belastungs- und Entlastungskurven deckungsgleich sind. Die Dehnung geht nach der Entlastung wieder zurück auf null und es bleiben keine Verformungen zurück. Dieses Verhalten stimmt für die meisten Materialien in einem gewissen Spannungsbereich genau genug für die Berechnung. Sobald es zu grösseren Verformungen kommt, stimmt das nicht mehr. Daher kommt dieses Materialmodell bei Erdbeben an seine Grenzen, da hier grössere Verformungen in Kauf genommen werden. In einfachen Statikprogrammen wie Statik 7 der Cubus AG steht nur das linear-elastische Modell zur Verfügung. Daher wird in den Normen das nichtlineare Verhalten mit dem Verhaltensbeiwert q angenähert.

4.4.2 Plastisches Modell

Programme, die einen Schritt weiter gehen, haben auch ein plastisches Materialmodell im Angebot. Dieses funktioniert bis zur Fliessgrenze des Materials wie das linear-elastische Modell. Danach kommt es zu plastischen Verformungen, dem Fliessen des Materials. Das heisst die Verformungen bleiben nach der Entlastung bestehen. Der elastische Anteil der Verformung ist aber reversibel. Beim Rückgang der Spannung nimmt die Dehnung proportional mit demselben E-Modul ab wie bei der Belastung. Es ist möglich noch eine Verfestigung im plastischen Bereich zu definieren. Das heisst die Festigkeit

nimmt in diesem Bereich noch weiter zu. In der Abbildung 36 ist dieses Modell dargestellt, wie es im Statikprogramm RFEM von Dlubal einzustellen ist.

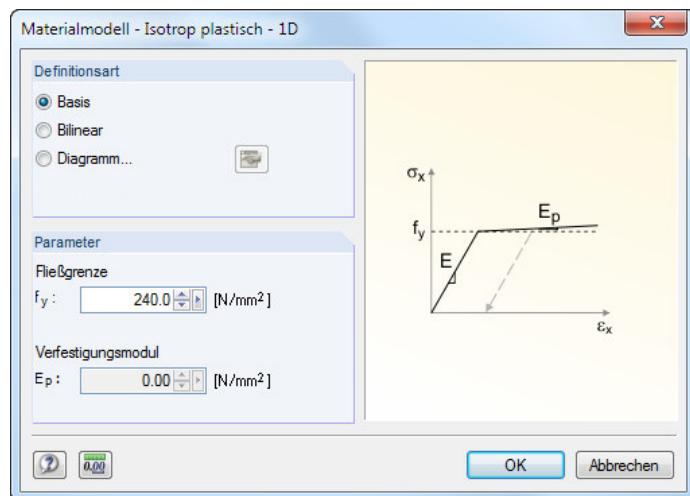


Abbildung 36: Plastisches Materialmodell in RFEM

Wie in den vorderen Kapiteln erläutert, haben sowohl Beton als auch Stahl näherungsweise ein solches Verhalten. Der Nachteil dieses Modells ist, dass je nach Programm kein Bruchmechanismus abgebildet werden kann und auch das Reissen des Betons wird nicht berücksichtigt, da der E-Modul im elastischen Bereich unverändert ist. Daher ist es für die Modellierung des duktilen Verhaltens nur bedingt geeignet.

4.4.3 Beschädigungsmodell

Um das Reissen des Betons modellieren zu können ist in RFEM noch ein weiteres Materialmodell implementiert. Dies ist in der Abbildung 36 zu sehen. Wenn das Material zu fliessen beginnt, wird davon ausgegangen, dass der E-Modul abnimmt. Von jedem Spannungspunkt geht die Dehnung linear zurück bis zum Ursprung. Es wird zwar die Beschädigung berücksichtigt, aber kein plastisches Verhalten. Gemäss (Dlubal Software 2019) ist dies jedoch genügend genau, um Beton zu modellieren.

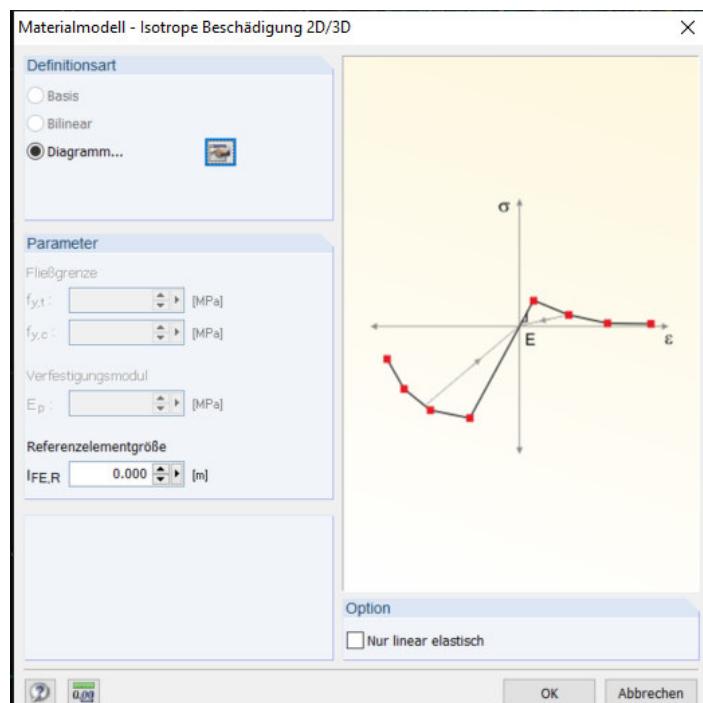


Abbildung 37: Modell der Beschädigung in RFEM

4.5 Diskussion des Materialverhaltens

Im Kapitel 4.1 haben wir gesehen, dass für Holzrahmenwände ohne Öffnungen mit einfachen Berechnungen ein Ersatzstab modelliert werden kann, um linear-elastische Berechnungen durchzuführen. Wände mit Öffnungen werden zurzeit noch genauer untersucht, da die Steifigkeit dieser Wände mit den Formeln aus (Brunner, et al. 2010) unterschätzt wird. Um das plastische Verhalten abzubilden, gibt es noch keine gängige Praxis mit einfachen Formeln wie beim elastischen Verhalten. Dies könnte näherungsweise über die errechneten Widerstände der Wand bzw. der einzelnen Komponenten modelliert werden. Ob die Wände mit diesem reduktionistischen Ansatz angemessen abgebildet werden können, müsste überprüft werden. Um mit einem duktilen Verhalten rechnen zu können, muss auch mit dem Konzept des duktilen Tragwerks gearbeitet werden und die Wände entsprechend überdimensioniert werden. Da dies bei den aktuellen Berechnungsverfahren oft unwirtschaftlich ist, stellt sich die Frage, wie hoch die Einsparungen für Holzrahmenwände mit dem nichtlinearen Zeitverlaufsverfahren in Kombination mit CMS sind.

Das Verhalten von Stahlbeton ist im Kapitel 4.2 erläutert. Für linear-elastische Berechnungen muss im Gegensatz zu den Holzrahmenwänden keine Ersatzstäbe generiert werden. Es ist gängige Praxis bei Erbebenberechnungen die Steifigkeit gemäss der Abbildung 30 zu reduzieren. Sobald aber das plastische Materialverhalten mitberücksichtigt werden soll, wird es etwas komplexer. Sowohl der Beton als auch der Betonstahl verhalten sich plastisch, jedoch unterschiedlich. Gemäss Informationen von Dlubal eignet sich das Modell der Beschädigung, um dieses Verhalten näherungsweise zu modellieren. Sie empfehlen jedoch das Vorgehen nach der amerikanischen Norm, welche aber nicht zur Verfügung stand. Daher wird mit der ersten Variante vorliebgenommen.

Wenn nun die beiden Systeme gemeinsam verwendet werden, führen die unterschiedlichen Materialverhalten zu den Herausforderungen die in Kapitel 4.3 beschrieben sind. Daher wird empfohlen, eine Sensitivitätsanalyse durchzuführen, um den Beton im ungerissenen und gerissenen Zustand abzubilden und den Einfluss auf den Kraftverlauf zu untersuchen. Eine Möglichkeit, dies zu umgehen, wäre eine plastische Berechnung. Dafür müssten aber die Materialien plastisch modelliert werden.

In den vorgängigen Kapiteln wird die Komplexität des Materialverhaltens deutlich. Sowohl für Stahlbetonwände als auch für Holzrahmenwände wurden entsprechende komplexe Materialmodelle entwickelt, um das Materialverhalten abzubilden. Beide Konstruktionen weisen ein stark nichtlineares Verhalten auf. Jedoch sind in den üblichen Statikprogrammen diese Modelle nicht implementiert. Da diese Thesis auch das Ziel verfolgt, eine praxisnahe Umsetzung vorzustellen, müssen auch auf die, in der Praxis gängigen, Statikprogramme zurückgegriffen werden. Dies bedeutet, dass Vereinfachungen gemacht werden müssen, damit mit den vorhandenen Materialmodellen gearbeitet werden kann.

5 Methodik

In Kapitel 2 werden die normativen Grundlagen der Erdbebenberechnung und -bemessung erläutert und die Optimierungsmöglichkeiten aufgezeigt. Anschliessend werden die bekannten Optimierungsmöglichkeiten seitens Ermittlung der Einwirkung im Kapitel 3 aufgezeigt und im Kapitel 4 das Materialverhalten untersucht. Nun gilt es in diesem Kapitel das Wissen und die Erkenntnis dieser beiden Kapitel zusammenzufügen und ein Vorgehen zu finden, um die in der Einleitung aufgestellten Thesen zu überprüfen und die Aufgaben zu lösen. Dafür muss eine geeignete Berechnungsmethode gefunden werden und anschliessend die Programme festgelegt werden, mit der diese umgesetzt werden soll. Damit nachher eine Berechnung aufgesetzt werden kann, muss ein Mustergebäude gesucht werden, dass sowohl realitätsnah als auch einfach zu modellieren ist. In den nächsten Kapiteln werden diese Punkte erläutert.

5.1 Berechnungsmethoden

Zur Diskussion stehen zwei Vorgehen. Jenes, welches in (Proske, Kurmann und Cervenka 2013) beschrieben ist, und jenes von (Walti 2021). In der Folge werden beide kurz beschrieben und getestet, ob sie sich mit den zur Verfügung stehenden Mitteln umsetzen lassen.

5.1.1 Berechnung nach (Proske, Kurmann und Cervenka 2013)

Im Bericht (Proske, Kurmann und Cervenka 2013) werden verschiedene Verfahren kombiniert, um eine Berechnung nach dem neusten Stand der Technik durchzuführen. Dafür wird im ersten Schritt eine Pushover-Analyse gemacht. Bei diesem Verfahren wird eine horizontale Last auf das Gebäude angebracht und schrittweise gesteigert. Mit der Zeit entstehen an den schwächsten Stellen Brüche. Solang aber die anderen Bauteile die Last übernehmen können, kann diese noch weiter gesteigert werden, bis das Maximum erreicht wird. Dies erfordert eine genaue Modellierung, um das Bruch- und Nachbruchverhalten möglichst genau abzubilden. Andererseits muss die Berechnung innerhalb einer praktikablen Zeit möglich sein und den Rechner nicht überfordern. Daher ist man beim Modellieren zu Kompromissen gezwungen. Als Ergebnis erhält man eine Kraft-Verformungsline. In der Abbildung 38 ist ein Verformungsbild einer Pushover-Analyse zu sehen. Rot bzw. blau sind die Stelle mit den stärksten Belastungen abgebildet. In der Abbildung 39 sind die ermittelten Pushover-Kurven zusehen. Für jede Richtung so wohl positiv als auch negativ ist eine Kurve abgebildet. Zu sehen ist ebenfalls die Strukturduktilität durch den steilen Anstieg der Kurve und dem anschliessenden Abflachen.

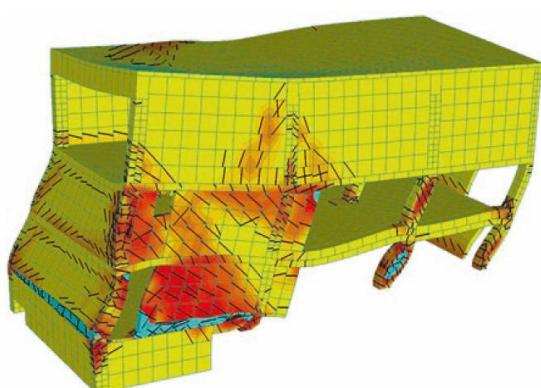


Abbildung 38: Verformungsbild einer Pushover-Analyse (Proske, Kurmann und Cervenka 2013)

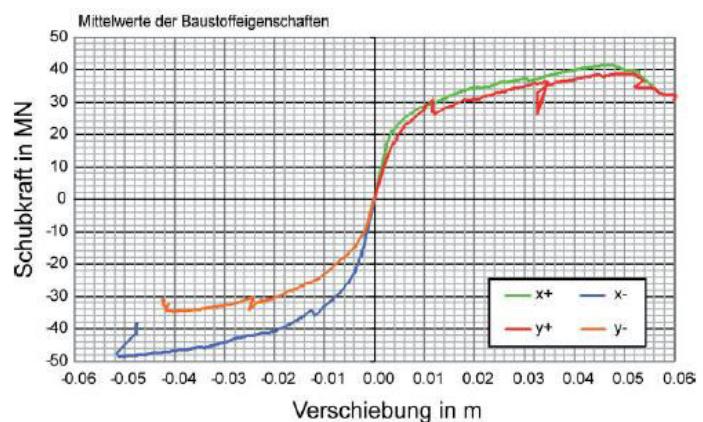


Abbildung 39: Pushover-Kurve (Proske, Kurmann und Cervenka 2013)

Dieser Schritt ist noch zu bewerkstelligen. Pushover-Analysen können mit allen drei unten vorgestellten Statikprogrammen durchgeführt werden. Erste Schritte mit RFEM waren diesbezüglich vielversprechend, aber bei den weiteren Schritten haperte es.

In einem nächsten Schritt werden die Steifigkeits- und Dämpfungseigenschaften des gekoppelten Systems, also zwischen Boden und Bauwerk, ermittelt. Dafür wird eine Boden-Bauwerks-

Interaktionsberechnung durchgeführt mit dem Programm SASSI. Aus dieser Berechnung und der Pushover-Analyse kann ein äquivalenter Einmassenschwinger erstellt werden. Für eine dynamische Zeitverlaufsanalyse muss zusätzliche noch das zyklische Tragwerksverhalten abgebildet werden. Deshalb muss der Einmassenschwinger noch mit einem Hysterese Modell erweitert werden. In diesem Bericht wird 55% Modified Tekeda und 45% Origin-Centered berücksichtigt. Dieser Einmassenschwinger wird anschliessend mit 30 CMS-Zeitverläufen angeregt. So konnte gezeigt werden, dass bei einem sorgfältig geplanten Betongebäude der Nachweis der Tragfähigkeit auch bei einem ausserordentlichen, seltenen Erdbeben möglich ist.

Dieses Vorgehen würde sich auch für diese Arbeit eignen. Der Vorteil dieses Verfahrens ist, dass das nicht-lineare Tragverhalten der Baumaterialien berücksichtigt werden kann. Dies würde ein Vergleich zwischen linearer und nicht-linearer Berechnung ermöglichen. Ein weiterer Vorteil ist, dass die Berechnung eines Einmassenschwingers nicht so viel Rechenaufwand und Resultatdaten generiert.

Leider sind in diesem Bericht die Zwischenschritte zur Erstellung des Einmassenschwingers und die Boden-Gebäude-Interaktionsberechnung zu wenig genau beschrieben bzw. das Wissen des Autors zu gering, um sie nachzubilden. Daher musste nach einigen unbefriedigenden Versuchen dieser Weg abgebrochen und auf die Methode nach (Walti 2021) zurückgegriffen werden.

5.1.2 Berechnung nach (Walti 2021)

Das Ziel von (Walti 2021) ist, CMS und UHS miteinander zu vergleichen. Dafür untersucht er vier unterschiedliche Brücken mit der Software «Statik» von Cubus. Zwei Brücken sind als Stahlfachwerk konzipiert. Dieses Fachwerk wird als dreidimensionales Stabmodell abgebildet. In der Abbildung 40 ist das Modell der Limatbrücke dargestellt.

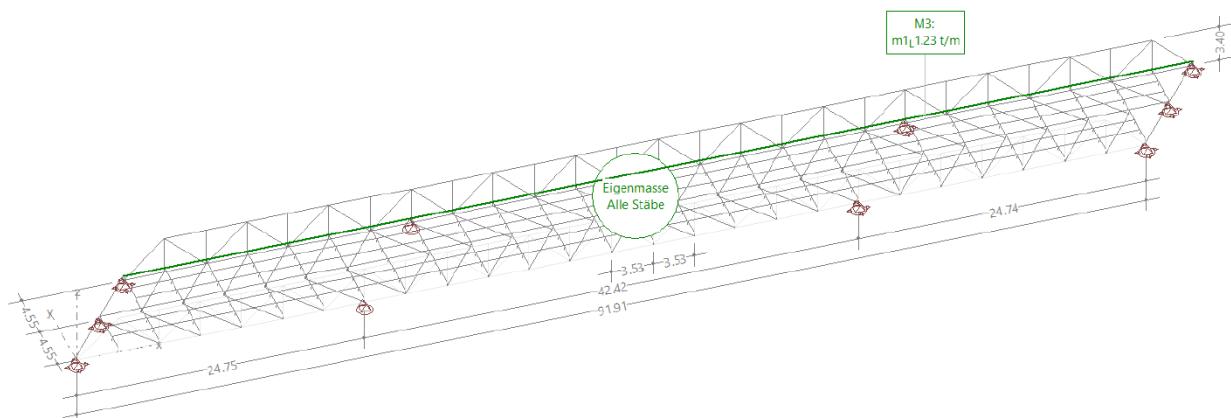


Abbildung 40: 3D-Modell der Limatbrücke aus (Walti 2021)

Die beiden andern Brücken bestehen einfach aus Stahlbetonplatten. Diese werden als Durchlaufträger modelliert. Der Querschnitt des Trägers entspricht dem Brückenprofil.

Die Brücken werden jeweils mit 30 Zeitverläufe für CMS und UHS angeregt. Diese Beschleunigungszeitverläufe stehen ebenfalls für diese Thesis zur Verfügung. Zusätzlich wird in (Walti 2021) untersucht, wie sich die Berechnungen in «Statik» umsetzen lassen. (Walti 2021) hat verschiedene Methoden verwendet, um die Brücken mit CMS und UHS zu berechnen. Das Programm «Statik» unterstützt die Zeitverlaufsanalyse.

In einem ersten Schritt werden für jedes Zeitverlaufstripel die Zeitverlaufsanalysen aufgesetzt. Die Akzelerogramme müssen aber nicht direkt in «Statik» erstellt werden. Sie können direkt als Textdatei im entsprechenden Ordner abgelegt und dort für die Analyse abgerufen werden. Für jede so erstellte Analyse muss die Berechnung separat ausgeführt und ausgewertet werden. Dafür erhält man auch für jede Analyse den Minimal- und den Maximalwert.

Da der Zeitaufwand aber ziemlich gross wird, um sämtliche Berechnungen manuell durchzuführen, werden in einem nächsten Schritt die jeweils 30 Berechnungen zu einer Grenzwertberechnung

zusammengefasst. Dies hat den Vorteil, dass nicht mehr alle Berechnungen einzeln ausgeführt werden müssen. Jedoch erhält man so auch nur ein Minimal- und ein Maximalwert über alle Berechnungen. Der Nachteil dabei ist, dass so nur die Extremwerte verglichen werden können. So sind die Resultate von CMS zum Teil höher als die von UHS. Diese sollten jedoch höchstens gleich gross oder niedriger sein.

Deshalb wird noch eine dritte Methode angeschaut. In «Statik» können benutzerdefinierte Spektren für das Antwortspektrenverfahren verwendet werden. Da die Spektren sowohl für die CMS als auch die UHS vorhanden sind, kann so das Antwortspektrenverfahren für beide durchgeführt werden. Wegen des geringen Rechenaufwands wird schliesslich die Berechnung so durchgeführt.

(Walti 2021) kommt einerseits zum Schluss, dass das Programm «Statik» für Zeitverlaufsverfahren noch weiter verbessert werden muss, damit die CMS-Berechnungen effizient aufgesetzt werden können. Anderseits stellt er fest, dass die Ergebnisse mit CMS bis zu 15% niedriger ausfallen als mit UHS. Dies könnte für die Optimierung von Erdbebenberechnungen von Interessen sein.

Für diese Thesis stellt sich die Frage, ob die Berechnungen ebenfalls mit dem Programm «Statik» von Cubus durchgeführt werden soll oder ob ein anderes Programm die Zeitverlaufsverfahren effizienter durchführen kann. Deshalb werden im nächsten Kapitel ein paar Programme untersucht und am Schluss das geeignetste evaluiert.

5.2 Programme

Es gibt viele verschiedene Statikprogramme auf dem Markt. Da stellt sich die Frage, welche geeignet sind, die Problemstellung dieser Thesis zu meistern. Auf Grund der Erkenntnis der vorangehenden Kapitel, wird definiert, welche Anforderungen das Programm erfüllen muss. Anschliessen werden drei Programme vorgestellt und am Ende entschieden, mit welchem weitergearbeitet wird.

5.2.1 Anforderungen an das Programm

Aufgrund der Aufgabenstellung und der bisherigen Erkenntnis müssen die Programme folgenden Eigenschaften mitbringen:

- Zeitverlaufsanalyse
Das wichtigste Kriterium ist, dass das Programm eine Zeitverlaufsanalyse durchführen kann. Bei Arbeiten mit CMS wird in der Regel das Zeitverlaufsverfahren angewendet. Da für diese Arbeit je 30 Akzelerogramme für CMS und UHS zur Verfügung stehen, müssen diese mit dem Programm möglichst effizient eingelesen und eine Berechnung aufgesetzt werden können. Sonst müsste auf das Antwortspektrenverfahren ausgewichen werden, was vermieden werden sollte.
- Bekanntheit des Programms
Die Programme, die in Frage kommen, müssen dem Autor bereits etwas vertraut sein, da die Einarbeitung in ein komplett unbekanntes Programm den zeitlichen Rahmen sprengen würde. Anderseits soll die Alltagstauglichkeit des CMS-Verfahrens getestet werden. Deshalb müssen auch Programme verwendet werden, die in der Praxis der Bauingenieure in der Schweiz vorkommen. Dies wird anhand der Erfahrungen des Autors beurteilt.
- Komplexität der Bedienung
Um Fehler vermeiden zu können, ist es hilfreich, wenn das Programm so einfach wie möglich zu bedienen ist. Je komplexer die Modellierung ist, desto mehr Parameter müssen eingestellt werden und desto mehr Fehler können dem Anwender unterlaufen. Der Anwender muss auch das nötige Wissen haben, um diese richtig zu konfigurieren. Aber auch beim Erstellen des geometrischen Modells können Fehler passieren, z.B. Stäbe, die nicht aufeinandertreffen, oder Gelenke, die die falschen Federn besitzen. Daher ist es zu begrüssen, wenn die grafische Eingabe möglichst benutzerfreundlich ist.

- Import der Akzelerogramme
Für CMS und UHS existieren je 30 Akzelerogramme für jede der drei Richtungen also insgesamt 180 Stücke. Daher sollten die zur Verfügung stehenden Daten ohne grosses Editieren in das Programm importiert werden können. Der Import sollte möglichst effizient sein, damit nicht zu viele Schritte durchgeführt werden müssen und die Zeit im Rahmen bleibt.
- Eignung der nichtlinearen Materialmodelle
Da auch das nichtlineare Materialverhalten insbesondere der Verlust der Steifigkeit von Beton berücksichtigt werden soll, muss das Programm auch über ein geeignetes Materialmodell verfügen. Das Modell soll dieses Verhalten auch adäquat abbilden können. Ein Beispiel ist das Beschädigungsmodell von RFEM.
- Nichtlineare Zeitverlaufsanalyse
Damit bei der dynamischen Berechnung auch die nichtlinearen Eigenschaften berücksichtigt werden, muss das Programm über eine solche Funktion verfügen. Optimal wäre ein effizienter Algorithmus, damit die Berechnung nicht zu lange dauert.
- Berechnungsserien
Da mehrere Modelle mit jeweils 30 CMS und UHS durchgerechnet werden, kann an Aufwand gespart werden, wenn gleich alle 30 Beschleunigungszeitverläufe in einem Durchlauf gerechnet werden. So wird die Berechnung einmal gestartet und nach einer bestimmten Zeit können die Resultate abgeholt werden. Andernfalls wäre der Betreuungsaufwand deutlich grösser.
- Einfachheit des Resultatexports
Um die Resultate weiter zu bearbeiten, ist eine Exportfunktion nach Excel hilfreich. Die sollte am besten so ausgestaltet sein, dass alle gewünschten Ergebnisse in einem Schritt exportiert werden. Die Resultate jedes einzelnen Zeitverlaufs separat zu exportieren, würde den zeitlichen Rahmen sprengen.

Der ersten beiden Punkte sind KO-Kriterien. Zur Wahl stehen die fünf Programme, welche bereits in der Projektarbeit (Haldi 2022) untersucht wurden: Frilo, Cubus, D.I.E Baustatik, AxisVM und RFEM. Frilo und D.I.E Baustatik sind zwar in der Handhabung einfache Programme, scheiden aber aus, weil sie keine Zeitverlaufsanalysen durchführen können. Die anderen drei Programme werden in der Folge vorgestellt und jedes dieser Programme wird nach den oben definierten Kriterien auf die Eignung getestet. Vorneweg keines dieser Programme hat die Möglichkeit mehrere Zeitverläufe automatisiert einzulesen, um daraus automatisch Berechnungen zu generieren. Jeder einzelne Zeitverlauf muss von Hand importiert bzw. hinterlegt und die dazugehörigen Berechnungen erstellt werden.

5.2.2 Cubus (Cedrus und Statik)

«Cedrus» und «Statik» sind zwei Programme aus der Softwaresuite der Cubus AG mit Sitz in Zürich. In (Walti 2021) wurde das Programm «Statik» verwendet. In diesem Programm wurde direkt die Stabmodelle für die Brücken erstellt. Für diese Thesis wird ein Gebäude untersucht.

Dafür kann das Vorgehen etwas angepasst werden. Cubus hat extra ein Programm namens «Cedrus», mit dem ganze Gebäude modelliert werden. Anschliessend kann daraus ein Stabmodell in das Programm «Statik» exportiert werden. Für diese Arbeit steht die Version 9 dieser Softwaresuite zur Verfügung.



«Cedrus» ist ein Finite-Element-Programm zur linear elastischen, statischen und dynamischen Analyse von Platten- und Scheibenträgwerken» (Cubus AG (Cedrus) 2023). Das Programm ist vor allem für Stahlbetonstrukturen ausgelegt. Die Berechnung findet ausschliesslich im zweidimensionalen Raum statt und plastische Materialeigenschaften werden nicht berücksichtigt. Für die Gebäudemodelle wird ein zusätzliches Modul benötigt.

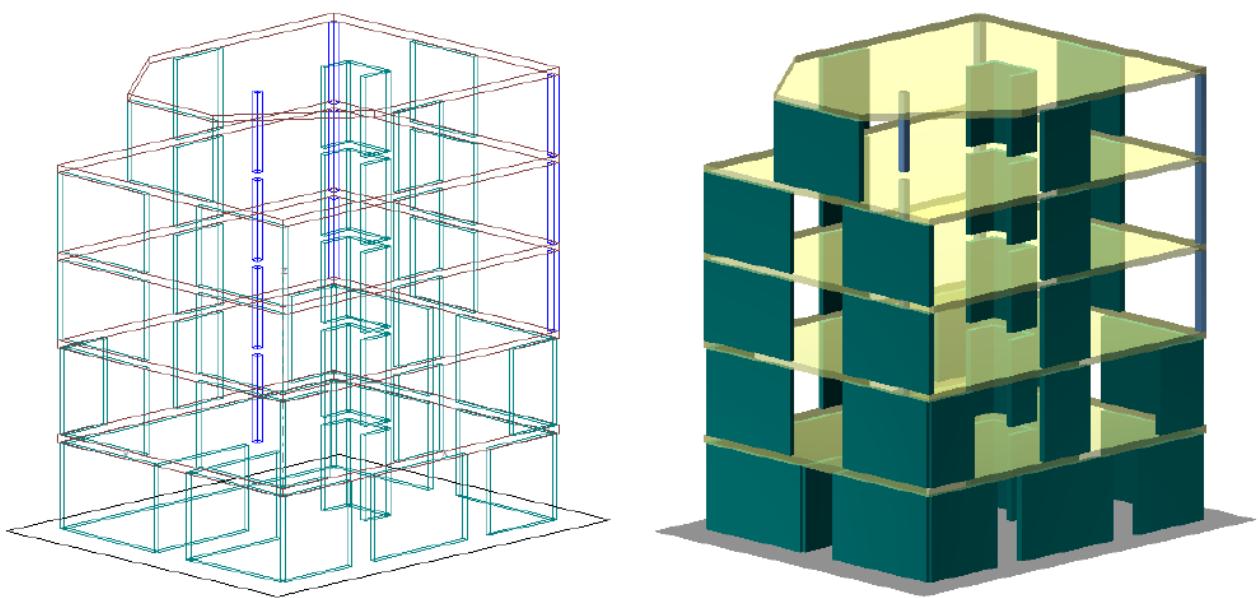


Abbildung 41: Geometrisches Gebäudemodell in "Cedrus" (Cubus AG (Cedrus) 2023)

In diesem Modul werden die Geschosse einzeln als Platten modelliert wie bei einer gewöhnlichen Plattenberechnung. Das Programm stapelt anschliessend die Geschosse übereinander zu einem sogenannten Plattenstapelmodell (Abbildung 41). Danach rechnet das Programm die Lasten hinunter. Seit der Version 9 können die Lasten auch an der darüberliegenden Decke angehängt werden. Bei den Vorgängerversionen war das noch nicht möglich. Für die Erdbebenberechnung kann das Ersatzkraftverfahren direkt in «Cedrus» durchgeführt werden. Aus diesem Gebäudemodell kann für das Antwortspektrenverfahren aber auch ein Stabwerksmodell generiert werden, welches dann im Programm Statik weiterbearbeitet wird. Dabei werden die Wände mit Stäben, welche jeweils denselben Querschnitt wie die entsprechende Wand haben, ersetzt. Es muss vorgängig definiert werden, welche Wände eine aussteifende Wirkung haben. Bei den anderen Wänden muss die Eigenschaft «trägt nur vertikale Lasten» aktiviert werden. Diese Wände und auch die Stützen werden im «Statik»-Modell als Pendelstützen modelliert. Die Decken werden als Flächen dargestellt. Es kann ausgewählt werden, ob die Decken eine Plattensteifigkeit besitzen oder nicht. Wenn alle Wände und Stützen genau übereinander sind, wird die Plattensteifigkeit nicht benötigt. Die Kräfte werden direkt weitergeleitet und Wände oder Stützen, die nur auf der Decke gelagert sind, erhalten eine Ersatzlager. Um das zu verhindern, benötigt die Decke bzw. die Fläche eine Plattensteifigkeit. So werden die Kräfte von der Decke übernommen und in die darunterliegenden tragenden Elemente weitergeleitet. Für die verschiedenen Bauteiltypen kann eine Steifigkeitsreduktion festgelegt werden, um zum Beispiel die Steifigkeitsreduktion durch das Reissen des Betons zu berücksichtigen. Weiter kann das Einspanngeschoss und das Einbindegeschoss festgelegt werden. Das Einspanngeschoss ist in der Regel die unterste Platte. Die Wände, die darauf stehen, erhalten im Stabmodell ein eingespanntes Lager. Wenn das Gebäude Untergeschosse besitzt, wird zusätzlich ein Einbindegeschoss angegeben. Dieses ist in der Regel die Platte, die auf der Ebene des Terrains ist. Damit erhalten dieses Geschoss und die Geschosse darunter eine horizontal gefederte Lagerung. Sobald alles eingestellt ist, kann das Stabmodell generiert werden, welches dann im Programm «Statik» (Abbildung 42) angezeigt wird.

Im Programm Statik werden Stabmodelle nach erster und zweiter Ordnung berechnet (Cubus AG (Statik) 2023). Dies ist sowohl im zweidimensionalen als auch im dreidimensionalen Raum möglich. Mit einem zusätzlichen Modul sind auch nichtlineare oder dynamische Berechnungen möglich, jedoch nur exklusiv. Es sind also keine nichtlineare und dynamische Berechnungen möglich. Weil das Programm jedoch Zeitverlaufsanalysen unterstützt, wird das Programm in (Walti 2021) eingesetzt.

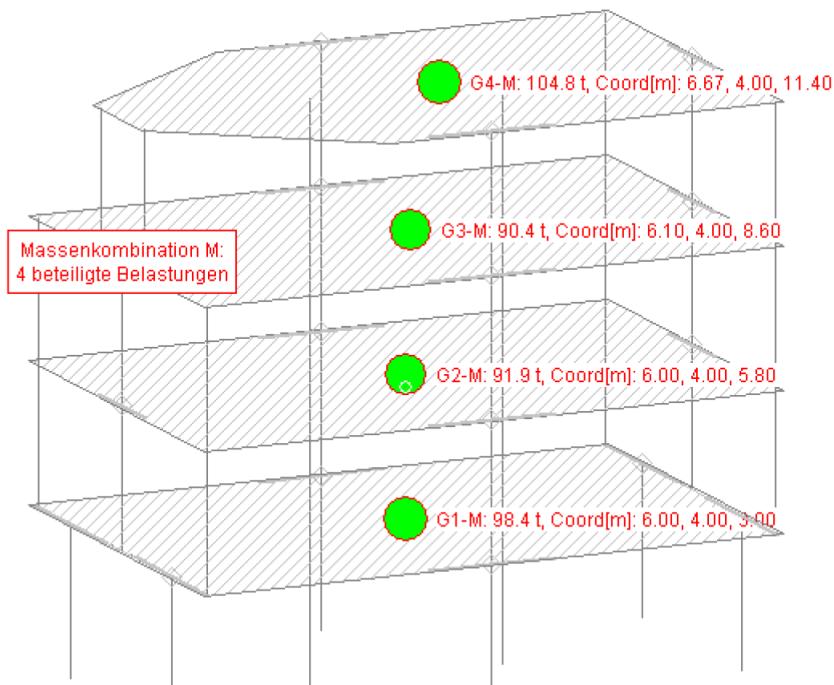


Abbildung 42: "Statik"-Modell aus "Cedrus" generiert (Cubus AG (Statik) 2023)

Es wird nicht nur die Geometrie exportiert, sondern auch die Lasten. Diese sollten kurz überprüft werden. Auch alle Berechnungen für das Ersatzkraftverfahren und das Antwortspektrenverfahren sind bereits aufgesetzt. So kann das Modell nach wenigen Kontrollen berechnet werden. Die Eigenschwingungsberechnung ist ebenfalls bereit vorbereitet, jedoch muss unter Umständen die Anzahl der zu berechnende Eigenwerte erhöht werden. Hingegen muss die Zeitverlaufsanalyse zusätzlich eingestellt werden. Dies geschieht im Register Berechnungen über die Schaltfläche Spezialberechnungen. Dort wird die Berechnung «Zeitintegration» erstellt, worauf sich ein Fenster öffnet.

Darin muss als erstes die gewünschte Eigenschwingungsberechnung und die zu berücksichtigenden Eigenmodi als Grundlage für die Zeitverlaufsanalyse gewählt werden. Daneben kann die Dämpfung festgelegt werden. Da diese bereits bei der Erstellung der CMS und UHS berücksichtigt wurde, muss sie hier nicht mehr eingestellt werden. Im Feld darunter können die Akzelerogramme für jede Richtung einzeln gewählt werden. Diese können aus der Bibliothek geholt oder manuell erstellt werden. Es ist jedoch auch möglich die Akzelerogramme in einem anderen Programm zu erstellen und sie in «Statik» zu importieren. Im Handbuch (Cubus AG (Statik) 2023) wird die Syntax der Datei genau beschrieben. So wurden auch bei (Walti 2021) die Zeitverläufe importiert. Für jedes Tripel muss auf diesem Weg eine Berechnung aufgesetzt werden. Die Analyse wird nach dem Verfahren nach Newmark durchgeführt. Dank einem effizienten Algorithmus können so in «Statik» in kürzester Zeit auch komplexe Strukturen berechnet werden.

Im Register Resultate kann anschliessend die Berechnung ausgelöst werden. Als Ergebnis erhält man die Maximal-, die Minimalwerte über die ganze Berechnung und für einen bestimmten Zeitschritt den Wert. Für jedes Set muss die Berechnung manuell ausgelöst werden. Um den Prozess zu vereinfachen, kann man mit den Resultaten eine Grenzwertberechnung über alle Zeitverlaufsanalysen erstellen. Der Nachteil ist, dass so nur die Extremwerte ausgegeben werden. Um die Mittelwerte zu berechnen, müssten daher die einzelnen Resultate separat exportiert und in einem anderen Programm wie z.B. Excel die Mittelwerte daraus berechnet werden.

Wenn nur die Extremwerte interessieren, könnte die Eingabe vereinfacht werden. So wäre es auch eine Möglichkeit, für jede Richtung die Zeitverläufe in einer Datei zusammenzufassen. Es müsste einfach zwischen den einzelnen Zeitverläufen eine Pause eingebaut werden, um zu verhindern, dass jeweils ein Vorgänger den Nachfolger beeinflusst. Damit müsste nur noch eine einzige Berechnung aufgesetzt

werden und man erhält den Maximal- und Minimalwert über alle Zeitverläufe. Jedoch hat (Walti 2021) gezeigt, dass die Extremwerte nicht geeignet sind, um CMS mit UHS zu vergleichen, da dort die CMS-Resultate zum Teil höher als die UHS-Resultate ausfielen. Dies sollte aber nicht der Fall sein, da die CMS-Resultate höchstens gleichgross sein sollten. Jedoch erstaunt dies nicht, da beim Erstellen der Zeitverläufe mit Zufallszahlen gearbeitet wird, können einzelne Ausreisser vorkommen. Somit ist es fraglich, ob der Vergleich der Extremwerte sinnvoll ist.

In (Walti 2021) ist die Verwendung für mehrere Zeitverlaufsanalysen ausführlicher beschrieben

5.2.3 AxisVM

«AXISVM ist ein Finite-Elemente-Programm für statische Berechnungen inkl. Schwingungsanalyse und Knicken. Es wurde speziell für Bauingenieure entwickelt. AXISVM kombiniert die vielfältigen Berechnungsmöglichkeiten mit einer intuitiven und sehr einfachen grafischen Eingabe.» (Inter-CAD Kft. 2023) Das Programm wird von der Firma Inter-CAD Kft in Budapest entwickelt. Für dies Arbeit wird die Version X7 angeschaut.



IN THE SERVICE OF CIVIL ENGINEERING

Die Modelle werden im dreidimensionalen Raum erstellt. Sämtliche Berechnungen für Stabmodelle, Plattenmodell und weitere Modelle werden im Gegensatz zu den Programmen von Cubus alle im selben Programm durchgeführt. Bei Cubus muss man sich jeweils für Platten- oder Stabmodelle entscheiden und das entsprechende Programm öffnen. Dadurch hat AxisVM den Vorteil, dass kombinierte Tragwerke aus Stäben und Platten als Einheit modelliert werden können. Der Nachteil im Vergleich zu Cubus ist, dass die Modelle komplexer werden und eher Fehler unterlaufen und diese zu finden anspruchsvoller ist.

Als Grundlage des Modells dienen grafische Elemente aus Punkten, Linien und Flächen. Die Punkte bestimmen den Anfang und das Ende einer Linie und die Linien wiederum begrenzen die Flächen. Diesen Elementen werden Eigenschaften zugeordnet. Die Punkte können zum Beispiel als Knotenlager, die Linien als Balken und die Ebenen als Platten oder Scheiben definiert werden. Die grafischen Elemente können auch zusammen mit den statischen Elementen erstellt werden. Die statischen Elemente müssen mit weiteren Attributen genauer definiert werden. So muss für ein Stab der Querschnitt und das Material festgelegt werden. Daher empfiehlt sich diese vorgängig zu definieren. Die Materialien können aus einer Datenbank aus verschiedenen Normen importiert werden. Alle Parameter werden automatisch übernommen. Als Materialmodelle stehen das linear-elastische Modell und das plastische Modell zur Verfügung. Auch die plastischen Eigenschaften und die entsprechenden plastischen Materialmodelle sind hinterlegt. Die Querschnitte können ebenfalls aus einer Datenbank importiert oder im Querschnittseditor erstellt werden. Flächen werden ein finite Elementtyp (Scheibe, Platte oder Schale), ein Material sowie die Dicke zugeordnet. Nachdem das Modell erstellt ist, können in einem nächsten Schritt die Lasten aufgebracht werden. Hier werden auch die dynamischen Einwirkungen für Zeitverlausberechnungen definiert.

Dafür muss im ersten Schritt ein dynamischer Lastfall generiert werden. Dies geschieht im Fenster «Lastfallgruppen und Lastfälle». Dabei bleibt der dynamische Lastfall immer unabhängig und kann keiner Lastfallgruppe oder keinem Lastfall zugeordnet werden. Das hat den Nachteil, dass jede Berechnung separat ausgelöst werden muss. Es kann also nicht wie bei «Statik» eine Grenzwertberechnung über alle Zeitverlausberechnungen erstellt werden. Am Ende kann jedoch für alle Resultate eine Umhüllende gebildet werden.

Anschliessend können sowohl dynamische Lasten und Knoten- oder Auflagerbeschleunigungen definiert werden. Für die Berechnung der CMS und UHS wird die Auflagerbeschleunigung verwendet. Dafür müssen die Auflager gewählt werden und diesen eine Beschleunigung zugewiesen werden. Dabei kann für jede Richtung einen unterschiedlichen Beschleunigungszeitverlauf aus der Bibliothek gewählt oder im Editor erstellt werden. Um die CMS- und UHS-Akzelerogramme einzulesen, muss der Editor geöffnet werden (siehe Abbildung 43).

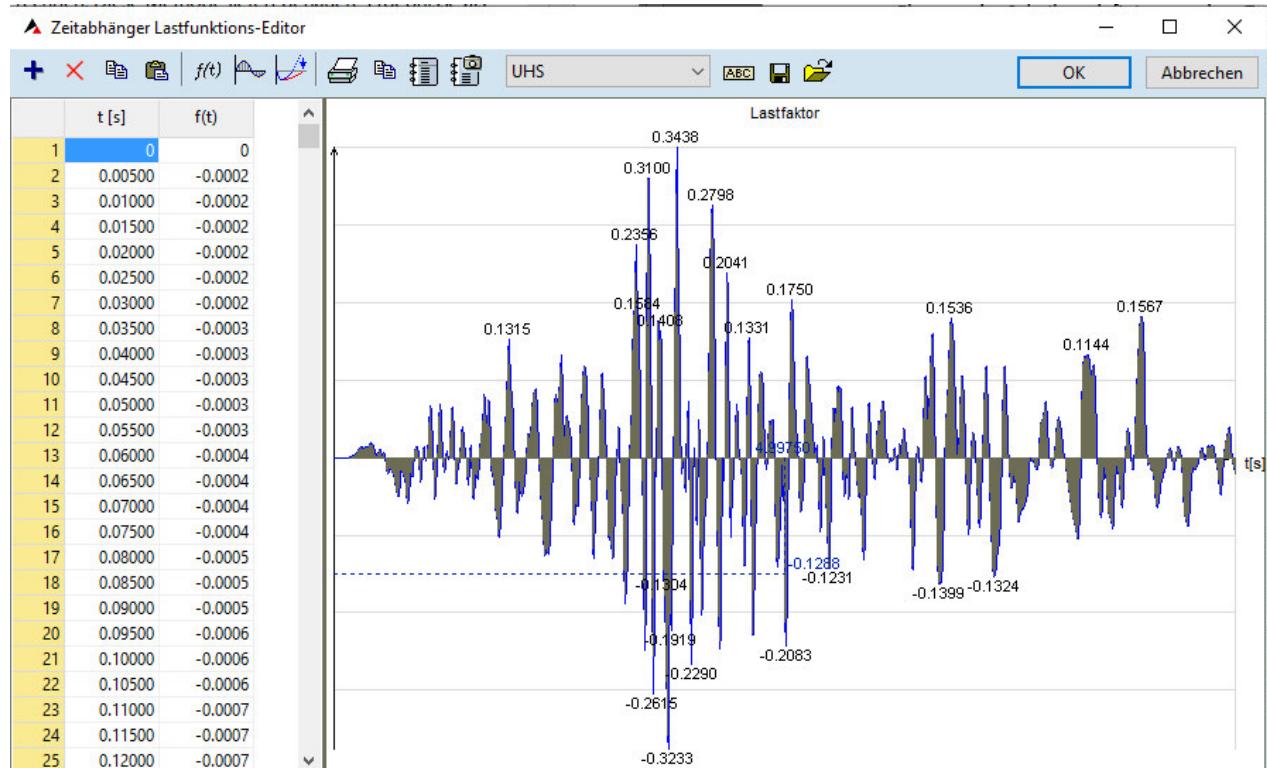


Abbildung 43: Zeitabhängiger Lastfunktions-Editor in AxisVM

Hier können die Daten der Akzelerogramme auf der linken Seite hineinkopiert und anschliessend unter einem eigenen Namen gespeichert werden. Dies ist für jedes Akzelerogramm in jede Richtung zu wiederholen. Für diese Thesis müsste dieser Schritt also 180-mal wiederholt werden. Die Akzelerogramme können anschliessend in der Bibliothek abgespeichert werden und stehen für alle weiteren Modelle zur Verfügung. Die Bibliothek ist zwar zugänglich, aber die Dateien der Beschleunigung können nicht mit herkömmlichen Texteditorprogrammen gelesen oder erstellt werden. Somit können die Daten nicht automatisiert in der Bibliothek abgespeichert werden. Es führt somit kein Weg am manuellen Hineinkopieren vorbei.

Nachdem die Beschleunigungszeitverläufe definiert sind, kann im Register Dynamik die dynamische Berechnung (Abbildung 44) durchgeführt werden. Im ersten Feld kann sowohl ein statischer als auch ein dynamischer Lastfall ausgewählt werden. Beim statischen Lastfall wird für die Erdbebenberechnung der quasi-ständige Lastfall und beim dynamischen Lastfall logischerweise der zu berechnende, dynamische Lastfall berücksichtigt. Im nächsten Fenster können die Zeitschritte und die Gesamtzeit der Berechnung so wie die Dämpfung definiert werden. In diesem Fall ist die Dämpfung schon in den Zeitverläufen enthalten und muss nicht nochmals berücksichtigt werden. Die Zeitschritte geben an, wieviel Zeit zwischen den einzelnen Berechnungsschritten liegen soll. Grössere Zeitschritte reduzieren die Anzahl Berechnungen, aber die Berechnung kann dadurch ungenauer werden, weil Extremwerte übersprungen werden. Dies sollte mit einer Konvergenzstudie überprüft werden. Die Zeitperiode, die berücksichtigt werden soll, wird durch die Gesamtzeit festgelegt. Weiter kann definiert werden, in welchem Intervall die Resultate gespeichert werden sollen. Dadurch kann der erzeugte Datenumfang der Ergebnisse reduziert werden, was aber mit einem Verlust von Informationen einhergeht.

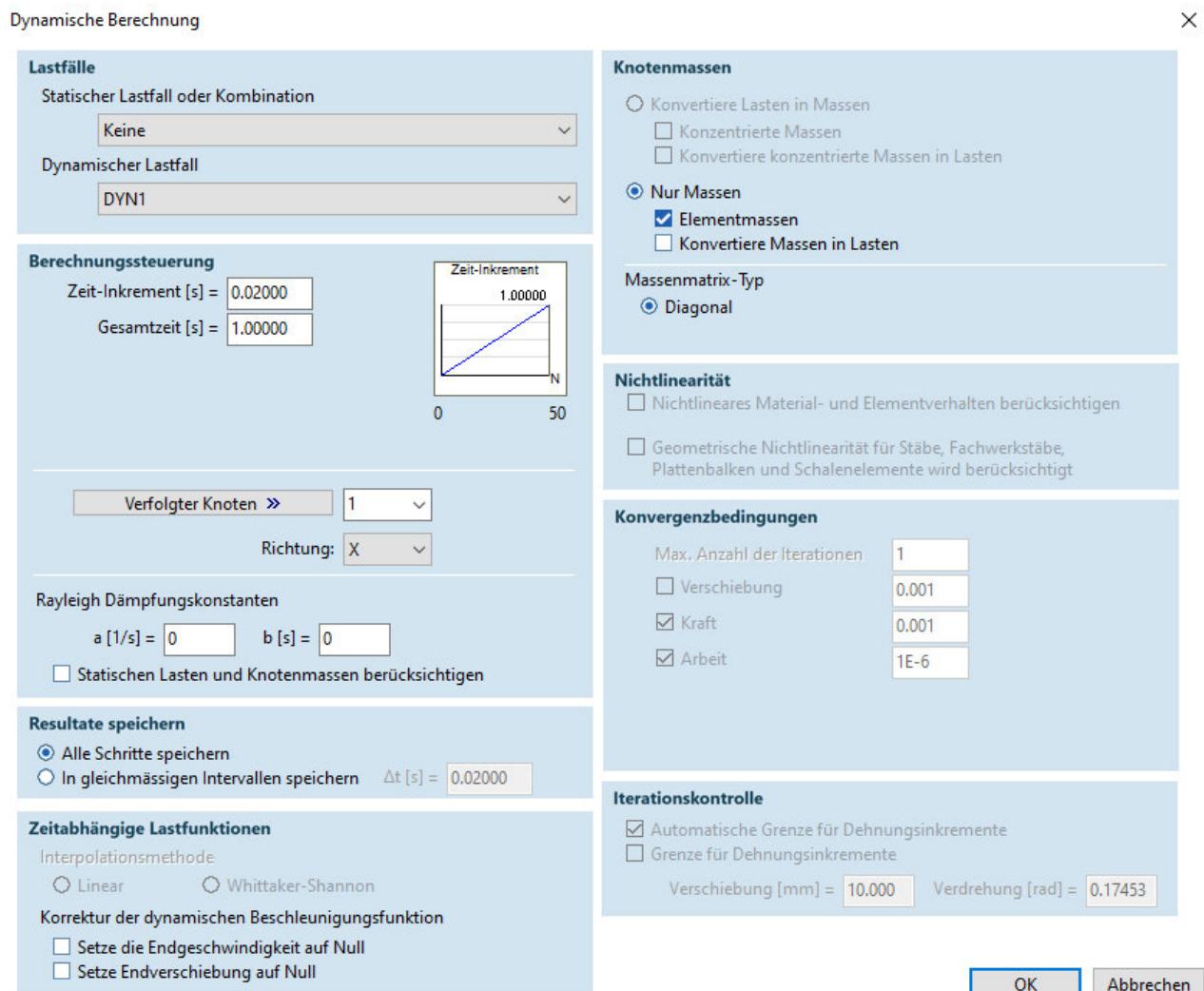


Abbildung 44: Fenster zur Einstellung und zum Starten der dynamischen Berechnung

Es können ebenfalls nichtlineare Berechnungen durchgeführt werden. Dabei kann das plastische Materialverhalten und/oder die geometrische Nichtlinearität berücksichtigt werden. Da jedoch AxisVM nicht darauf ausgelegt ist mehrere Zeitverläufe in einem Durchgang zu berechnen, muss für jeden Zeitverlauf einzeln die Berechnung ausgelöst werden. Aus den Resultaten kann eine beliebige Umhüllende erzeugt werden. Es kann ausgewählt werden, welche Resultate wie und mit welchen Faktoren kombiniert werden. Für diese Kombinationen werden jeweils die Extremwerte ausgegeben. Diese Resultate können exportiert und in Excel ausgewertet werden. Hier gibt es dieselbe Problematik wie bei «Statik», dass nur die Extremwerte ausgegeben werden. Um die Resultate der einzelnen Beschleunigungszeitverläufe zu erhalten, muss von jedem Zeitverlauf eine Umhüllende gebildet werden. Diese müssen anschliessend einzeln exportiert werden. Da diese Schritte für jede Berechnung separat durchgeführt werden müssen, würden pro Modell 60 Durchgänge benötigt.

5.2.4 Dlubal RFEM 5

RFEM 5 ist ein dreidimensionale Finite-Elemente-Berechnungsprogramm von der Firma Dlubal mit dem Sitz in Deutschland. Inzwischen ist zwar die Version 6 erschienen, jedoch ist bei der Version das Zeitverlaufsverfahren noch in der Entwicklung. Daher wird die Version 5 untersucht.

Vom Modellierungsansatz her ist es ähnlich aufgebaut wie AxisVM, jedoch geht RFEM mit Volumenkörpern einen Schritt weiter. So werden im dreidimensionalen Raum Punkte definiert, die zu Linien verbunden werden und diese wiederum zu Flächen. Die Fläche begrenzen schliesslich die Volumenkörper. Diesen grafischen Elementen kann man auch statische Elemente



zuordnen. So können aus Punkten Punktlager, aus Linien Balken und aus Flächen Schalen werden. Im Gegensatz zu AxisVM wird nicht in Platte, Scheibe und Schale unterteilt. Volumenkörper können z.B. als Gase definiert werden, aber für diese Arbeit sind sie nicht von Belangen. Die Eingabe kann sowohl grafisch als auch tabellarisch erfolgen. Den statischen Elementen müssen Materialeigenschaften zu geordnet werden. Dabei kann zwischen diversen Materialmodellen ausgewählt werden. Nebst den Materialmodellen, die in Kapitel 4.4 vorgestellt werden, können noch weitere verwendet werden. Dazu gehören zum Beispiel das isotrope nichtlinear-elastische, das orthotrope elastische oder das orthotrope Materialmodell für Mauerwerk. Die nichtlinearen Materialmodelle müssen mit einem separaten Modul erworben werden. Zudem steht eine umfangreiche Materialbibliothek aus verschiedenen nationalen und internationalen Normen zur Verfügung.

Nachdem die Geometrie und die Eigenschaften festgelegt sind, können die Lastfälle erstellt werden. Diese können zu Lastkombinationen zusammengefügt werden. Die Resultate können ebenfalls kombiniert werden. Für die dynamischen Lastfälle muss in RFEM 5.33 ein separates Modul RF-DYNAM gestartet werden. Dies kann entweder über das Menu Zusatzmodule oder auf der linken Seite über den Projekt-Navigator geschehen. Hier werden sämtliche dynamische Berechnungen verwaltet. Es sind Eigenschwingungsberechnungen, Antwortspektrenverfahren, lineare und nichtlineare Zeitverlaufsverfahren und ein Ersatzlastverfahren implementiert. In unserem Fall sind die Eigenschwingungen und die Zeitverlaufsverfahren von Interessen. Die dynamischen Lastfälle können aber nicht zu Lastfallkombinationen zusammengefügt werden. Die Resultate müssen mit einer Ergebniskombination überlagert werden.

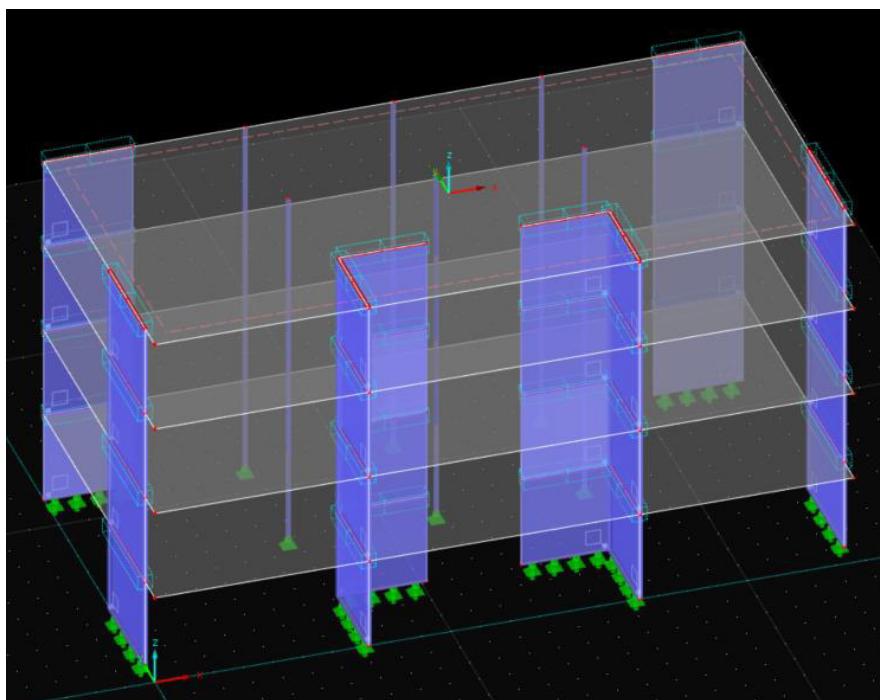


Abbildung 45: Modell in RFEM

Die Akzelerogramme für die Zeitverlaufsverfahren werden auch im Modul RF-DYNAM erstellt. Im Gegensatz zu den beiden vorderen Programmen enthalten die Akzelerogramme Beschleunigungen für alle drei Richtungen. Da die Daten aber einzeln vorliegen, müssen diese vorgängig zusammengefügt werden. Die Akzelerogramme können entweder aus einer Bibliothek geladen, von Hand eingegeben oder aus einer Exceltabelle importiert werden. Importiert, können sie wiederum in der Bibliothek abgespeichert werden. Wie bei AxisVM können die Akzelerogramme nicht direkt in die Bibliothek abgespeichert werden, da die Dateien nicht mit herkömmlichen Programmen erstellt werden können. So müssen die Beschleunigungszeitverläufe in das richtige Excelformat transformiert werden und jeweils von Hand importiert werden. Dies sind für diese Thesis 60 Akzelerogramme.

In einem weiteren Register werden die Einstellungen für das Zeitverlaufsverfahren getätigt. Für jeden Zeitverlauf muss eine separate Berechnung aufgesetzt werden. Die Berechnungen können kopiert werden. So müssen die Einstellungen einmal gemacht und bei den Kopien muss nur noch das zugeordnete Akzelerogramm ausgetauscht werden. Zudem kann eingestellt werden, dass für jede Berechnung eine Ergebniskombination automatisch erstellt wird, so dass für jede Berechnung die Extremwerte erhältlich sind. Die Berechnungen können alle auf einmal ausgelöst werden. So ist der Rechner für eine Weile beschäftigt und anderen Tätigkeiten können nachgegangen werden.

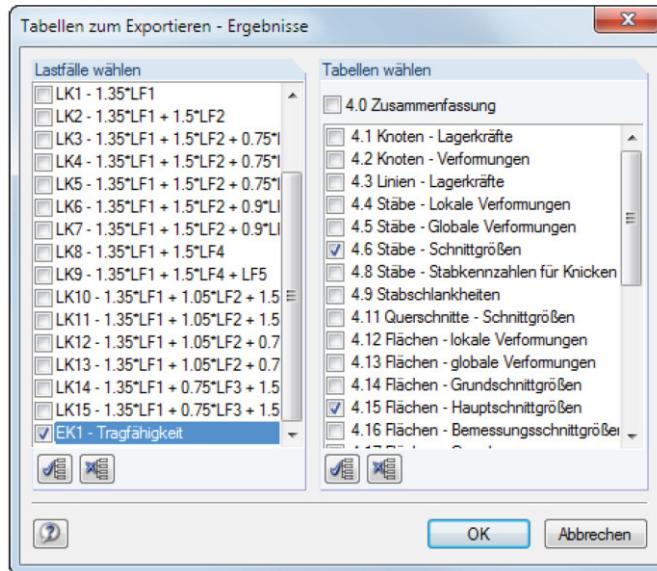


Abbildung 46: Auswahl der zu exportierenden Tabellen (Dlubal Software GmbH 2020)

Die Resultate können anschliessend alle zusammen auf einmal in eine Exceltabelle exportiert werden. Dabei kann genau bestimmt werden für welchen Lastfall und für welches Bauteil welche Resultate exportiert werden sollen. Dafür müssen die gewünschten Bauteile ausgewählt und im Fenster (Abbildung 46) die gewünschten Tabellen markieren werden. Aus diesen Ergebnissen können anschliessend in Excel die Mittelwerte über die jeweils 30 Zeiträume gebildet werden.

5.2.5 Wahl des Programms

Oben werden die drei Programme Cubus mit «Statik» und «Cedrus», AxisVM und RFEM vorgestellt. Nun sind in der Tabelle 1 alle Kriterien und die zugehörigen Bewertungen der Programme aufgelistet.

Tabelle 1: Programmvergleich

Programm	Cubus	AxisVM	RFEM
Zeitverlaufsanalysen	Ja	Ja	Ja
Bekanntheit des Programms	gross	mittel	mittel
Komplexität der Bedienung	tief	mittel	hoch
Modelle	Stäbe und Platten separat	alles zusammen	alles zusammen
Materialmodelle	1	2	12
Import der Akzelerogramme	direkt in Bibliothek	Einzelne über Programm	Einzelne über Programm
Dimensionen des Akzelerogramms	1D	1D	3D
Nichtlineare Zeitverlaufsanalyse	Nein	Ja	Ja
Berechnungsserien	Nein	Nein	Ja
Exportmöglichkeiten	gering	mittel	detailliert

Da die Bekanntheit der Programme und die Möglichkeit, Zeitverlaufsanalysen durchzuführen, bereits für eine erste Auswahl gedient haben, erfüllen natürlich alle drei Programme diese Kriterien. Der Vorteil der Programme aus der Cubus-Suite ist die einfache Handhabung und Modellierung. Die Bauteile werden im zweidimensionalen Raum gezeichnet und anschliessend wird daraus ein dreidimensionales Modell generiert. Da die Auswahl der beeinflussbaren Parameter gegenüber den anderen Programmen niedriger ist, ist die Handhabung auch einfacher. Es wird weniger Wissen benötigt, um die Parameter richtig einzustellen und es können auch weniger Fehler gemacht werden. Ein weiterer Vorteil ist, dass der Autor bereits seit mehreren Jahren mit diesem Programm arbeitet und dadurch einige Erfahrungen gesammelt hat. Bei AxisVM nimmt die Komplexität zu, da mehr Einstellungen gemacht werden können. So werden die Modelle von Anfang an im dreidimensionalen Raum erstellt und es stehen zwei Materialmodell zur Verfügung. Das Ganze wird in RFEM noch etwas gesteigert. So können noch mehr Einstellungen vorgenommen werden. So stehen z.B. zwölf Materialmodelle zur Verfügung. Es kann auch zwischen mehr Berechnungsverfahren als bei AxisVM ausgewählt werden.

Cubus unterstützt nur das linear-elastische Materialmodell und bei AxisVM kommt noch das plastische Modell dazu. Hier hat RFEM deutlich die Nase vorne mit dem Beschädigungsmodell, da mit diesem das Betonverhalten näherungsweise gut abgebildet werden kann. Bei der Berechnung sind AxisVM und RFEM gleichauf. Beide können nichtlineare Zeitverlaufsverfahren durchführen. RFEM hat sogar mehrere im Angebot, aber dies macht es für den Anwender eher komplizierter, da er wissen muss, welches jetzt am besten geeignet ist. Cubus kann keine nichtlineare Zeitverlaufsverfahren.

Ein Nachteil bei AxisVM und RFEM ist, dass die Akzelerogramme nicht direkt in die Bibliothek abgespeichert werden können, sondern über das Programm eingelesen werden müssen. Dies bedeutet einen Mehraufwand gegenüber dem Programm «Statik», bei dem das möglich ist. Dort können die Daten mit einem einfachen Algorithmus automatisiert in die richtige Form gebracht und anschliessend in der Bibliothek abgelegt werden. RFEM hat wiederum den Vorteil gegenüber AxisVM und «Statik», dass die Akzelerogramme die Komponenten von allen drei Richtungen enthalten. So muss für jede Berechnung nur ein Akzelerogramm eingelesen werden und nicht drei wie bei den anderen beiden Programmen.

AxisVM kann keine Berechnungsserien durchführen. Das bedeutet, dass jede Berechnung einzeln ausgelöst werden muss. Bei Cubus ist es nur möglich, wenn eine Grenzwertberechnung durchgeführt wird. Wenn die Resultate der einzelnen Zeitverläufe gefragt sind, müssen diese auch einzeln berechnet werden. Bei RFEM können alle Berechnungen in einem Lauf durchgeführt werden. So kann die Berechnung am Abend gestartet werden und am Morgen hat man sämtliche Resultate.

Ein grosser Vorteil von RFEM ist die gezielte Exportmöglichkeit der Resultate. So können mit wenigen Schritten sämtliche benötigten Resultate in eine Exceltabelle exportiert werden und dort weitere Auswertungen mit den Daten durchgeführt werden, wie z.B. die Mittelwerte zu berechnen. Bei AxisVM und Cubus müssen alle Ergebnistabellen der einzelnen Zeitverläufe separat exportiert werden.

Nach diesen Abwägungen zeigt sich, das RFEM am besten geeignet ist. Die Möglichkeit auch Beton mit einem geeigneten Materialmodell nichtlinear zu modellieren, so wie die Möglichkeit die Resultate gezielt exportieren zu können, gab den Ausschlag RFEM zu verwenden. Dafür müssen bei der einfachen Handhabung Abstriche gemacht und die Akzelerogramme einzeln importiert werden. Um das Modell zu überprüfen, wird aufgrund der Einfachheit die Programme von Cubus verwendet. Bei RFEM können bei der Modellierung eher Fehler unterlaufen. Da bei den beiden Programmen der Modellierungsansatz unterschiedlich ist, kann verhindert werden, dass bei der Eingabe zweimal derselbe Fehler gemacht wird. Bei Cubus wird ein Modell mit «Cedrus» erstellt und nach «Statik» exportiert, um die Eigenfrequenz der beiden Modelle vergleichen zu können. Wenn die beiden Eigenfrequenzen nahe beieinander liegen, kann davon ausgegangen werden, dass die Modelle gleich funktionieren.

5.3 Gebäude

Nun ist die Berechnungsmethode und das Programm definiert. Jetzt wird noch ein geeignetes Gebäude für die Modellierung benötigt. Damit der Modellierungsaufwand aus geometrischer Sicht bescheiden bleibt, sollte der Grundriss über die Stockwerke gleichbleiben und die Wände übereinanderstehen. Hier bietet sich das vierstöckige Verwaltungsgebäude aus der Übung 7 der Weiterbildung Erdbebengerechte Holzbauten 2020 (Übung_7 2020) an. Diese Übung wurde während der Recherche erhalten. Das Gebäude ist in (Abbildung 47) dargestellt.

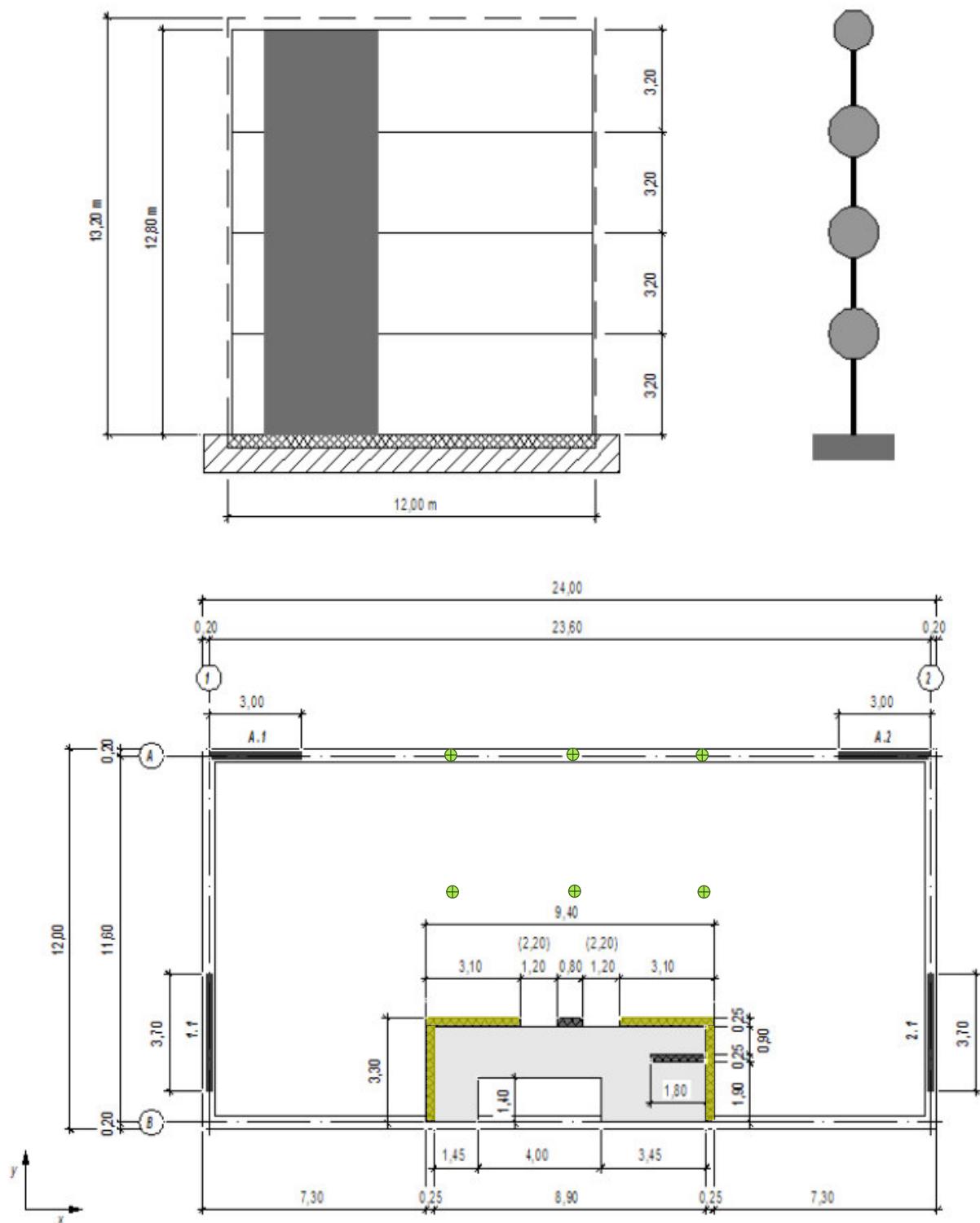


Abbildung 47: Mustergebäude (grün: zusätzliche Stützen) (Übung_7 2020)

5.3.1 Geometrie

In der Abbildung 47 ist der Querschnitt und der Grundriss zu sehen. Das Gebäude hat 4 Stockwerke mit je einer Höhe von 3.2 m. Das ergibt eine Gesamthöhe von 12.8 m. Zusätzlich kommt noch ein kleiner Dachaufbau von 0.4 m, der aber vernachlässigt wird. Der Grundriss beträgt 12 m x 24 m. Er ist in der X-Richtung symmetrisch aufgebaut, in der Y-Richtung nicht. Die Deckenstärke ist nicht klar definiert.

Für diese Arbeit sind die Decken aus Stahlbeton und 30 cm stark. Auf dem Grundriss unten ist das Treppenhaus zusehen. Die Wände des Treppenhauses sind 25 cm stark und 3.3 m bzw. 3.1 m lang. Die vier Außenwände (A.1, A.2, 1.1, 2.1) haben eine Länge von 3.7 m bzw. 3.0 m. Diese werden einmal in Beton und einmal in der Holzrahmenbauweise modelliert, um den Einfluss der unterschiedlichen Steifigkeiten zu untersuchen. Hier bestehen sie entweder aus 18 cm Stahlbeton oder einer 24 cm starken Holzrahmenwand. Für eine plastische Berechnung müssten die Stahlbetonwände gemäss (SIA 262 Betonbau 2013) mindestens 20 cm aufweisen. Dies wird jedoch für diese Arbeit vernachlässigt. Zusätzlich werden 3 Stützen zwischen den Wänden A.1 und A.2 eingefügt sowie 3 in der Mitte zwischen dem Treppenhauskern und der Außenwand. Die Wände und die Stützen werden für die vertikale Lastabtragung benötigt. Für die vertikale Lastabtragung werden nur die vier Außenwände und die vier grossen Wände (gelb) des Treppenhauses verwendet. Die Abmessungen werden so auch in der Praxis angetroffen.

5.3.2 Materialisierung Betonwände

Die Betonwände bestehen aus Beton der Klasse C25/30. Diese Betonklasse wird im Hochbau oft verwendet, da es meist die niedrigste erhältliche Festigkeitsklasse ist. So ist auf der Preisliste der (Frischbeton Oey AG) sogar der Beton der NPK-Klasse A mit der Festigkeit C25/30 aufgeführt. Festigkeitsklassen darunter sind nicht im Angebot. Noch eine kleine Bemerkung zur NPK Klasse A. In der Schweiz werden Baustandards von der «Schweizerische Zentralstelle für Baurationalisierung» festgelegt, unter anderem auch die Normpositionskataloge (NPK). Nach der (SIA 262 Betonbau 2013) ist eine grosse Anzahl an Kombinationen von Expositionsklassen und Festigkeitsklassen möglich. Im NPK werden die sinnvollsten Kombinationen festgelegt. Die NPK Klasse A hätte zwar nach dem NPK eine Festigkeitsklasse von C20/25, wird aber trotzdem oft mit der Festigkeitsklasse C25/30 angeboten.

Für die Bewehrung wird die Klasse B500B gewählt, da diese ebenfalls im Normalfall verwendet wird. Die Bewehrungsführung ist in der Abbildung 48 für die Wand A.1 bzw. A.2 abgebildet. Was auffällt ist, dass die Umschnürung und die Verstärkung der Randelemente, wie sie auf der Abbildung 31 im Kapitel 4.2.4 vorgestellt wird, nicht umgesetzt wird. Dies ist mit der Vereinfachung für die plastischen Modellierung zu erklären. Damit für den ganzen Querschnitt die gleichen Eigenschaften verwendet werden können, wird über die ganze Breite eine etwas stärkere Bewehrung angewendet. Für die Wände mit einer Stärke von 180 mm sind innen und aussen Stäbe mit einem Durchmesser von 12 mm und einem Abstand von 150 mm angeordnet. Dies sowohl für die horizontale als auch vertikale Bewehrung. In der Praxis würde zum Beispiel die horizontale Bewehrung eher einen Durchmesser von 10 mm und einen Abstand von 150 mm aufweisen, um Risse zu verhindern. Da die Wand druckbelastet ist und somit keine Risse entstehen können, würde für die vertikale Bewehrung ein Durchmesser von 10 mm alle 250 mm ausreichen. Dafür würden die Randelemente mit je vier Stäben mit einem Durchmesser von 16 mm oder höher verstärkt und mit Bügel umschnürt. Die anderen Wände 1.1 und 2.1 werden analog ausgeführt bzw. modelliert. Bei den Wänden des Treppenhauses wird der Durchmesser der Bewehrung auf 14 mm erhöht, damit der Bewehrungsgehalt gleich bleibt und das gleiche Materialmodell für alle Wände benutzt werden kann.

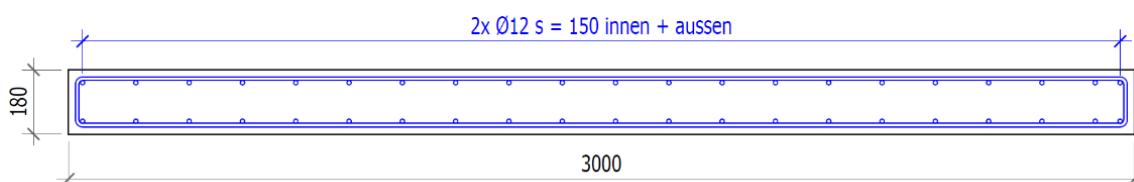


Abbildung 48: Wand A.1 bzw. A.2 aus Beton

5.3.3 Materialisierung Holzrahmenwände

Die Materialisierung der Holzrahmenwände orientiert sich stark an der Beispielwand aus (Brunner, et al. 2010). Auf der Abbildung 49 ist die Wand 1.1 bzw. 2.1 und auf der Abbildung 50 die Wand A.1 bzw. A.2 zusehen. Da davon ausgegangen wird, dass die Wände stärker belastet werden, haben die Ständer eine Tiefe von 240 mm und werden beidseitig beplankt. Bauphysikalisch muss daher noch eine Dampfbremse auf der Innenseite angebracht werden. Für die Statik ist das aber nicht relevant. Die Schwelle, der Einbinder und alle Ständer außer die Randständer haben eine Dicke von 60 mm. Dies ist ein übliches Mass im Holzrahmenbau. Dazu ist im Holzrahmenbau alles auf ein Sprungmass von 625 mm ausgelegt. Da die OSB3-Platten eine Breite von 1250 mm oder 2500 mm besitzen, kommen die Stösse ohne Zuschnitt auf die Ständer zu liegen. Auch die Isolation ist auf dieses Raster optimiert. Daher wird dieses Sprungmass auch für diese Wände verwendet. Konstruktionsholz ohne spezielle Anforderungen hat in der Regel eine Qualität von C24. Daher werden die Bauteile der Wände, welche nicht eine höhere Belastung erfahren, in dieser Qualität ausgeführt.

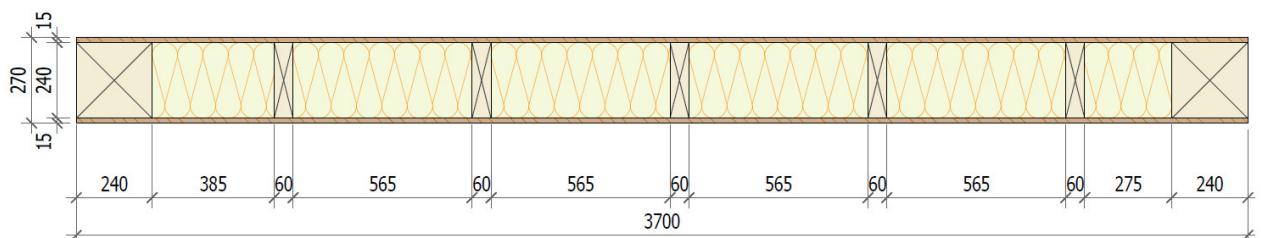


Abbildung 49: Wand 1.1 bzw. 2.1 aus Holz

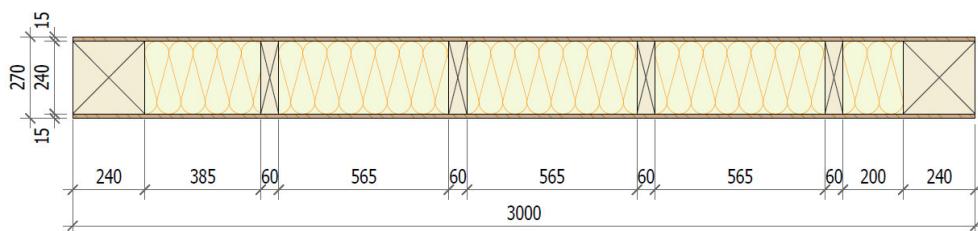


Abbildung 50: Wand A.1 bzw. A.2 aus Holz

Da die Randständer erwartungsgemäss stärker beansprucht werden, werden sie etwas größer dimensioniert. Für solche Bauteile ist Brettschichtholz mit der Qualität GL24h besser geeignet, da es höhere Festigkeitswerte besitzt. Zusätzlich wird die Dicke des Randständern erhöht auf einen quadratischen Querschnitt mit 240 mm x 240 mm. Dieser grössere Querschnitt kann einerseits höhere Kräfte übertragen und anderseits haben die Schlitzbleche und die Stabdübel besser Platz.

Die Beplankung wird beidseitig durch OSB3-Platten mit einer Stärke von 15 mm ausgeführt. Diese Platten kommen wie in Kapitel 4.1 erläutert oft zur Anwendung. Die Platten werden mit Klammern mit einem Durchmesser von 1.53 mm und einer Länge von 55 mm zweireihig und in einem Abstand von 24 mm befestigt. Dieses Verbindungsmitte ist ideal für das duktile Verhalten zu begünstigen.

Die Verankerung der Wände wird komplett aus dem Beispiel von (Brunner, et al. 2010) übernommen. Für die Randständer sind das drei eingeschlitzte Stahlbleche der Stärke 8 mm mit einer Qualität von S355. Zusammengehalten wird das Ganze von 16 Stabdübeln in 4 Reihen angeordnet (Abbildung 51 und Abbildung 52). Sie haben einen Durchmesser von 10 mm und eine Qualität von 5.6. Der Querkraftanschluss ist ebenfalls mit der Schlitzblechen und Stabdübeln gelöst, jedoch nur mit 8 Stabdübeln auf 2 Reihen verteilt (Abbildung 53).

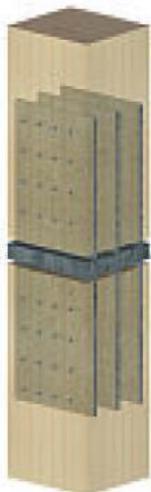


Abbildung 51: Verbindung zwischen zwei Randständern
(Brunner, et al. 2010)

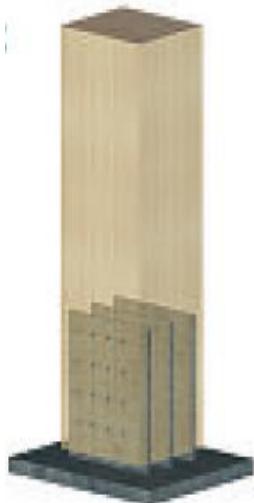


Abbildung 52: Verbindung zwischen
Randständer und Bodenplatte
(Brunner, et al. 2010)

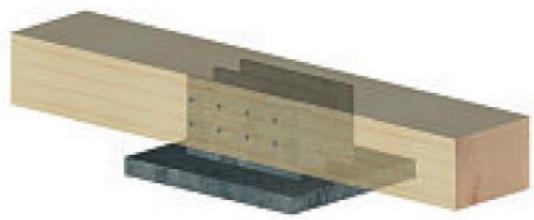


Abbildung 53: Querkraftanschluss (Brunner, et al.
2010)

6 Modellierung

Nun ist die Berechnungsmethode, das Programm und das Gebäude definiert. Jetzt kann im nächsten Schritt das Wissen über das Materialverhalten und die Erdbeben in den entsprechenden Modellen zusammenfügt werden. Gemäss der Aufgabenstellung werden drei Modelle in RFEM, die jeweils mit CMS und UHS berechnet werden, erstellt: ein Modell mit nur Betonwänden, damit der Unterschied zwischen CMS und UHS untersucht werden kann, und ein Modell mit den Aussenwänden in der Holzrahmenbauweise, so dass der Einfluss der unterschiedlichen Steifigkeiten angeschaute werden kann. Die beiden sind für die linear-elastische Berechnung optimiert. Das letzte Modell ist wieder nur mit Betonwänden, aber für ein nichtlineare Berechnung optimiert. So kann das nichtlineare Verhalten auch berücksichtigt werden. Leider liegt es aus zeitlichen Gründen nicht drin, auch ein Modell mit den Aussenwänden in der Holzrahmenbauweise für eine nichtlineare Zeitverlaufsanalyse zu erstellen und zu berechnen. Zur Kontrolle wird zusätzlich noch ein Model mit Cubus wie in Kapitel 5.2 dargelegt, erstellt.

Eine Herausforderung ist, das Modell detailliert genug zu erstellen, so dass die Resultate möglichst exakt sind, aber nicht so detailliert, dass das die Berechnung zu viel Zeit in Anspruch nimmt und die Datenmenge der Ergebnisse zu gross wird. RFEM rechnet bei einer Zeitverlaufsanalyse für jeden Zeitschritt das Modell einmal durch und berücksichtigt bei der darauffolgenden Berechnung die Resultate der vorderen Berechnung. Bei 30 Zeitschritten mit Zeitschritten von 0.005 Sekunden über 30 Sekunden ergibt das total 180'000 Zeitschritte. Das heisst für ein Modell wird 180'000-mal das Gleichungssystem gelöst. Bei dieser Zahl wird klar, dass das Modell optimiert werden muss.

In RFEM stehen zwei Varianten für die Modellierung zur Auswahl. Die Wände können als Stäbe oder als Flächen modelliert werden. Klassisch wird mit Stabmodellen gearbeitet, da diese weniger Rechenaufwand verursachen. Deshalb wird nach Möglichkeit auch hier mit Stabmodellen gearbeitet.

Für die linear-elastische Zeitverlaufsanalyse werden darum die Wände als Stäbe modelliert. So ist der Rechenaufwand deutlich geringer, als wenn die Wände durch Flächen modelliert werden. Beim Modell für die nichtlineare Zeitverlaufsanalyse kann jedoch das Stabmodell nicht verwendet werden, da das Materialmodell der Beschädigung für Stäbe in RFEM nicht angewendet werden kann. Deshalb müssen für die nichtlineare Zeitverlaufsanalyse die Wände als Flächen modelliert werden.

Daher werden in den nächsten drei Kapiteln die Einstellungen für die verschiedenen Modelle vorgestellt. Dabei werden möglichst alle Parameter, die konfiguriert werden müssen, erklärt und die Einstellung begründet. Danach muss das FE-Netz erstellt werden. Dies hat einen enormen Einfluss auf die Berechnungsdauer und die Datenmenge. Je feiner das Netz ist, desto genauer die Ergebnisse, aber auch der Aufwand der Berechnung nimmt zu. Daher wird im anschliessenden Kapitel erläutert, wie das Netz konfiguriert wird.

Jetzt fehlen noch die Lasten. Es wird detailliert beschrieben, wie in RFEM die Beschleunigungszeitverläufe in das Programm eingelesen werden können und wie die linearen und nichtlinearen Zeitverlaufsanalysen aufgesetzt werden. Zuletzt wird noch beschreiben wie das Kontrollmodell in Cubus erstellt wird.

Der Anspruch an die Beschriebe ist, dass sie als Leitfaden für eine ähnliche Berechnung verwendet werden können. So soll aber auch die Anwendungstauglichkeit der Zeitverlaufsanalyse getestet werden.

6.1 Linear-elastisches Modell mit nur Betonwänden

6.1.1 Der Start

Die Modellierung beginnt damit, dass ein neues Modell angelegt wird. Dabei öffnet sich das Dialogfenster «Modell-Basisangaben» wie in der Abbildung 54 dargestellt. Dort wird dem Modell der Name gegeben, es wird einem Projekt zugeordnet und der Speicherort wird festgelegt. Diese Angaben haben keinen direkten Einfluss auf das Modell.

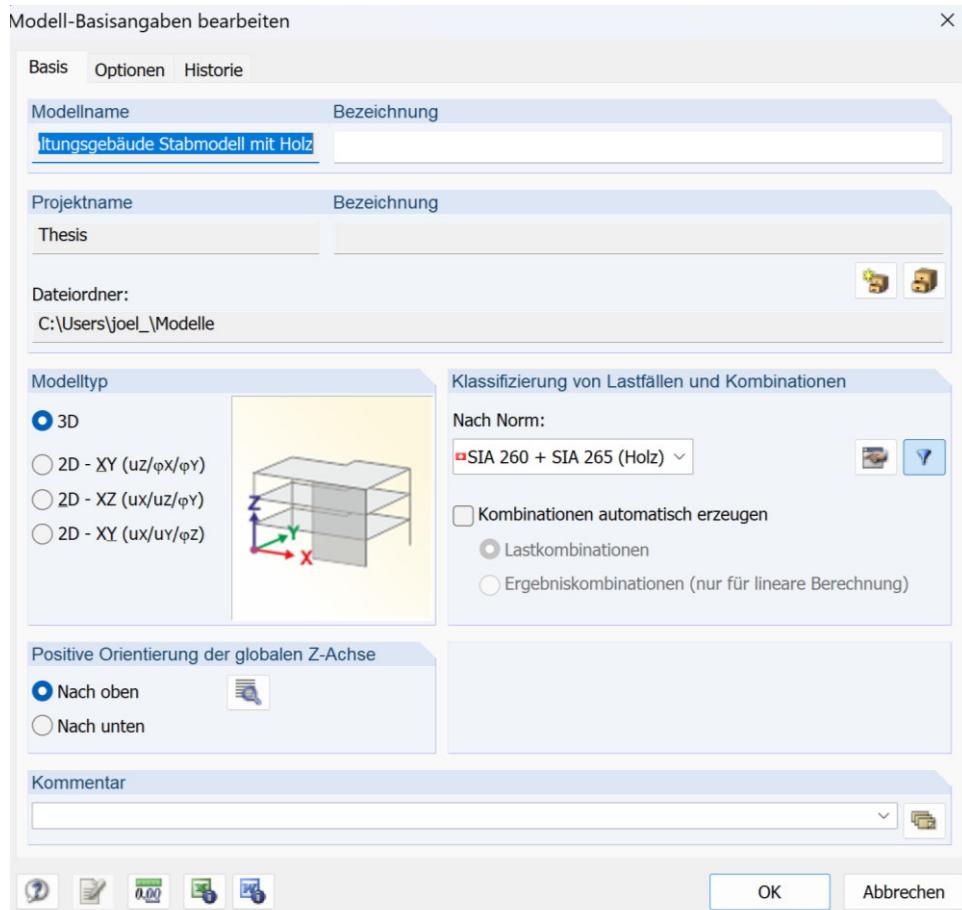


Abbildung 54: Dialogfenster für ein neues Modell in RFEM 5

In der zweiten Hälfte des Fensters werden die Rahmenbedingungen definiert. Beim Modelltyp wird festgelegt, wie viele und welche Dimensionen das Modell haben soll. Da wir ein räumliches Modell erstellen wollen, muss der Typ 3D gewählt werden. Die anderen drei Typen sind für ebene Modelle in denen nur z.B. Platten, Scheiben oder ebene Fachwerke untersucht werden. Bei der Klassifizierung von Lastfällen und Kombinationen kann die Norm ausgewählt werden, nach der das Bauwerk bemessen werden soll. So können die Kombinationen automatisch erstellt und falls nötig die Beiwerte noch angepasst werden. Dies ist jedoch für diese Arbeit nicht von Bedeutung, da keine Kombinationen erstellt werden. Für die Norm wird der Form halber die schweizerische ausgewählt. Beim letzten Feld muss noch die positive Orientierung der globalen Z-Achse definiert werden. Je nach dem, was hier ausgewählt wird, müssen die senkrechtwirkenden Lasten positiv oder negativ eingegeben werden.

6.1.2 Materialien

Bevor mit der grafischen Eingabe gestartet wird, können die Materialien bereits vorbereitet und definiert werden. In der Abbildung 55 ist die Einstellung für den Beton zu sehen. Die Einstellungen können für die Qualitäten der verschiedenen Materialien aus den verschiedenen Normen über die Bibliothek importiert werden. Anschliessend können die Werte angepasst werden. Standardmässig wird der Beton aus der DIN 1045.1:2008-08 verwendet, welcher angepasst werden muss. Für diese Thesis werden nicht die Werte der (SIA 262 Betonbau 2013) übernommen, sondern die aus dem (EC2 2011), da weiter unten für das plastische Modell ebenfalls auf die Werte aus dieser Norm zurückgegriffen wird. Die Unterschiede betreffen für die linear-elastische Berechnung nur den E- und G-Modul, da diese in den beiden Normen nicht gleich berechnet werden, wie in Kapitel 4.2.1. erläutert wird. Jedoch fallen diese Unterschiede für diese Thesis nicht ins Gewicht.

Im Feld drunter kann noch das Materialmodell eingestellt werden. Für die linear-elastische Berechnung wird das entsprechende Materialmodell gewählt

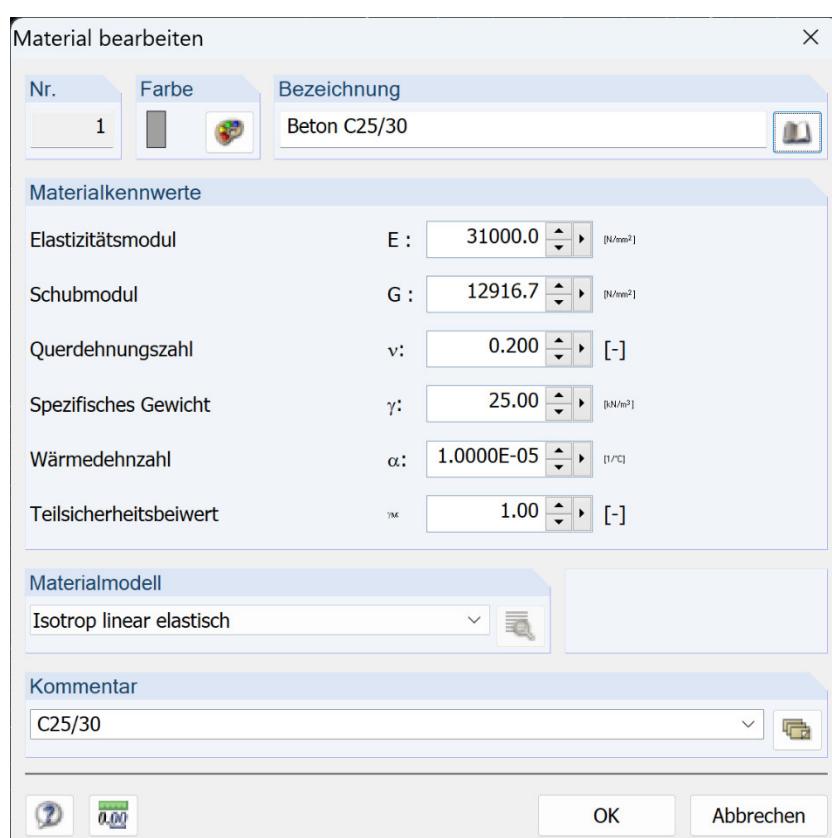


Abbildung 55: Materialeinstellungen Beton in RFEM 5

Dieses Material wird für alle Bauteile ausser den Stützen verwendet. Bei diesen wird Baustahl der Klasse S235 verwendet, da im Hochbau oft Stahlstützen verwendet werden. Bei diesen spielt das Material aber im Prinzip keine wichtige Rolle, da die Stützen nicht für die horizontale Lastabtragung verwendet werden.

6.1.3 Querschnitte

Im nächsten Schritt werden die Querschnitte festgelegt. In der Abbildung 56 ist das Dialogfenster für die Querschnitte zu sehen. Die Querschnittsbezeichnung definiert die Form und die Abmessungen des Querschnitts. Diese können auch direkt dort modifiziert werden. Alternativ kann auf der rechten Seite oben der entsprechende Querschnitt ausgewählt werden, worauf sich eine weiteres Dialogfenster öffnet. Dort können die Abmessungen eingefügt werden. Jede Wand wird wie in der Abbildung 56 als Rechteck modelliert. Auch die Wände des Treppenhauses, welche L-förmig angeordnet sind, werden in Rechtecke aufgelöst. Die Abmessungen entsprechen denen auf dem Plan (Abbildung 47)

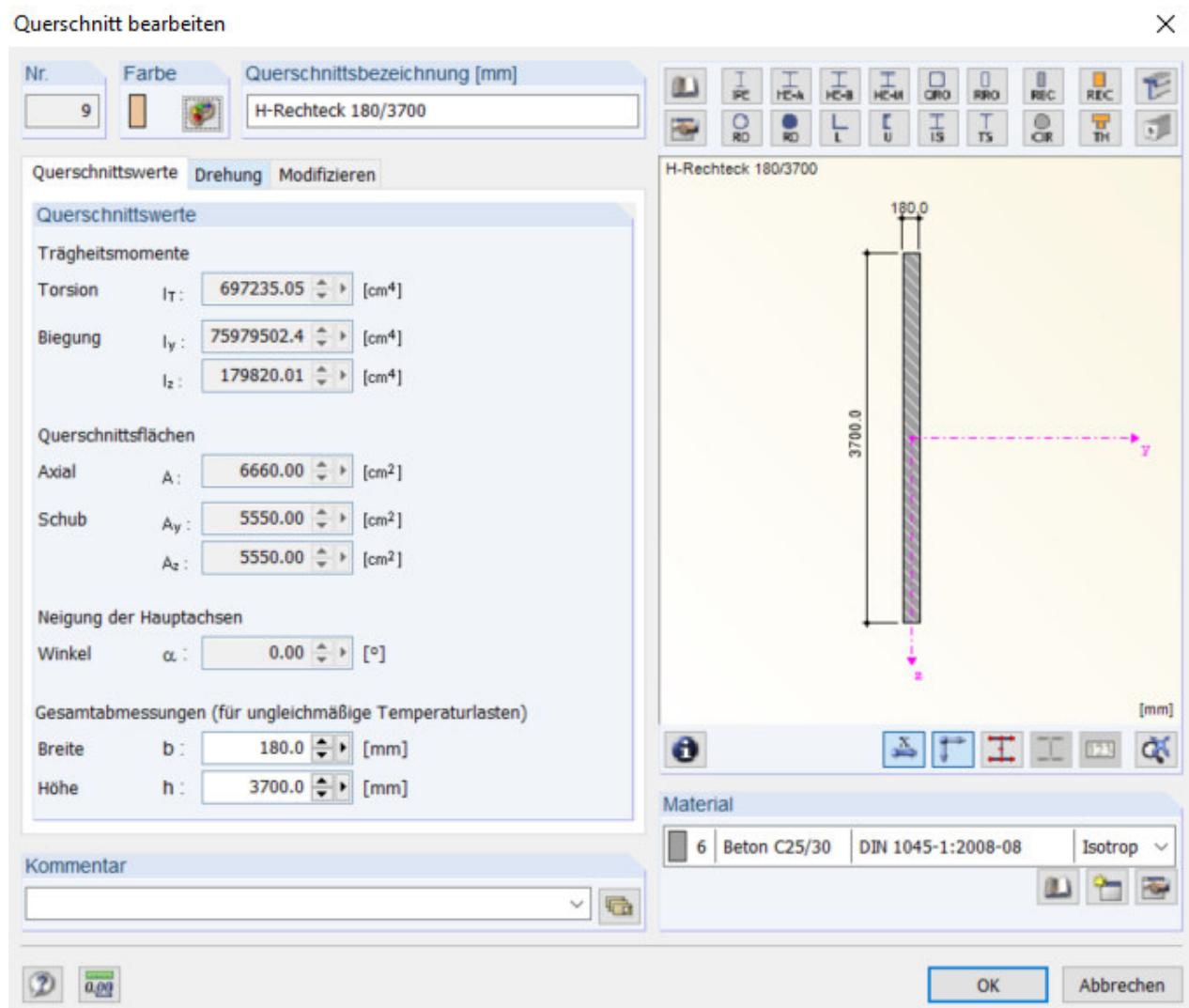


Abbildung 56: Dialogfenster für den Querschnitt der Wand 1.1 in RFEM 5

Auf der linken Seite können die Querschnittswerte kontrolliert werden. Im Register «Drehung» kann der Querschnitt rotiert werden und im Register «Modifizieren» können die Querschnittswerte mittels Faktoren angepasst werden. In diesen beiden Registern werden keine Anpassungen vorgenommen. Auf der rechten Seite kann der Querschnitt grafisch überprüft werden. Unten rechts wird schliesslich das Material dem Querschnitt zugeordnet, welches im vorderen Kapitel definiert wurde, also der Beton der Klasse C25/30 für die Wände und der Stahl der Klasse S235 für die Stützen. Falls dieser Schritt nicht gemacht wurde, kann hier auch ein neues Material definiert werden. Die Stützen werden als warmgewalzte, quadratische Hohlprofile mit einer Seitenlänge von 140 mm und einer Wandstärke von 10 mm (RW 140/10) modelliert.

6.1.4 Stäbe

Nachdem die Querschnitte definiert sind, können die Stützen und Wände als Stäbe modelliert werden. In RFEM gibt es eine Funktion, die die Linien gleichzeitig mit den Stäben erstellt. Jedoch können auch zuerst die Linien erstellt und diesen dann Stäben zu geordnet werden. Dies ist in der Abbildung 57 ersichtlich. Dort kann im ersten Register oben links die Liniennummer zugeordnet werden. Rechts davon kann der Stabtyp ausgewählt werden. Es stehen viele verschiedene Typen zur Auswahl, jedoch muss in unsern Fall für die Wände der Balkenstab gewählt werden. Dies ist ein biegesteifer Stab, der die Kräfte und Momente in alle drei Richtungen übertragen kann. Zudem besitzt er keine Gelenke. Diese müssten falls gewünscht weiter unten bewusst konfiguriert werden. Darauf wird verzichtet. So sind die Wände biegesteife an die Decke angeschlossen, was am ehesten der Realität entspricht. Dadurch werden auch kleine Momente aus der Decke in die Wand übertragen.

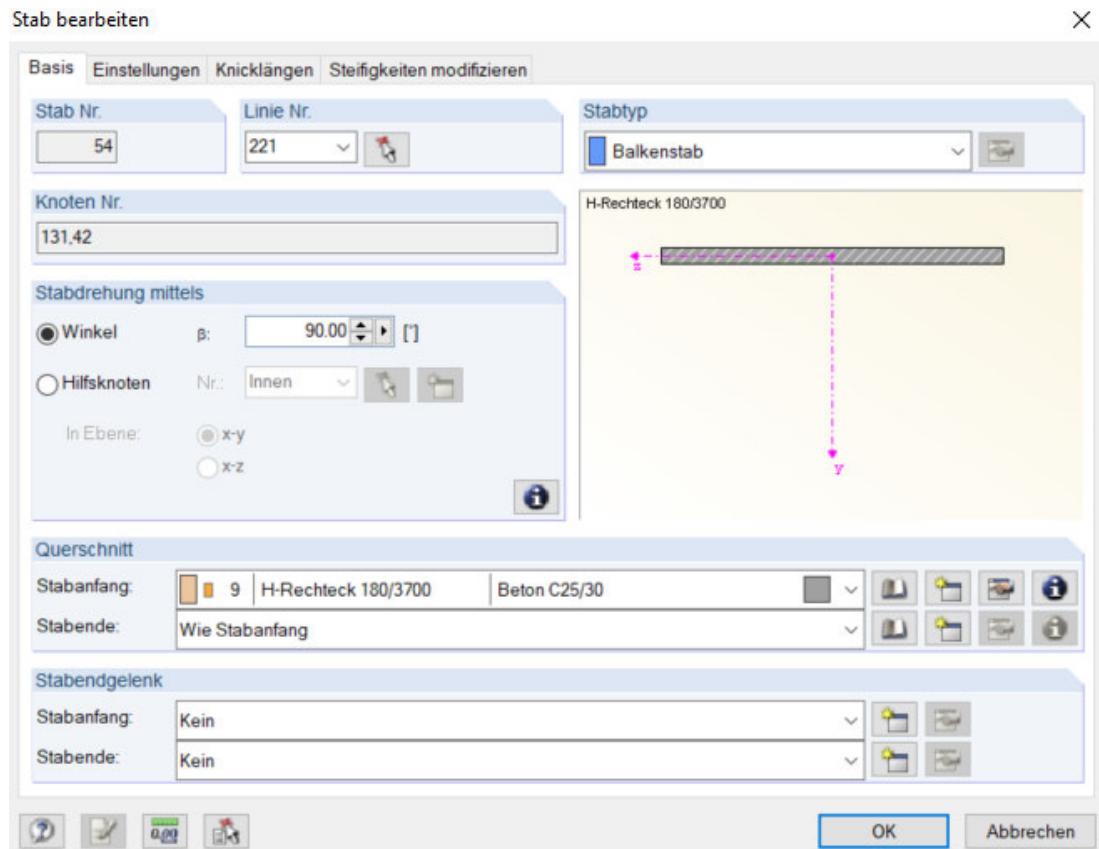


Abbildung 57: Stabdialog in RFEM 5 für die Wand 1.1

In der Mitte links wird die Drehung des Stabs angepasst. Für Wände, die in Y-Richtung stehen, muss der Stab um 90 Grad gedreht werden. Bei denen in X-Richtung kann der Wert auf null belassen bleiben. Darunter wird dem Stab ein Querschnitt zugeordnet.

Im Register Einstellungen könnten dem Stab weitere Eigenschaften wie die Exzentrizität, Nichtlinearitäten, eine Stabbettung und eine Stabteilung für die Ausgabe der Schnittgrößen definiert werden. Darauf wird in diesem Fall verzichtet. Ebenso wenig wird die Knicklänge oder die Steifigkeit modifiziert. Die Steifigkeit wird bei 100% belassen. Das Reissen des Betons wird für die linearen Berechnungen nicht berücksichtigt, da die Startsituation untersucht wird.

Für die Stahlstütze werden die Einstellungen bis auf den Stabtyp analog getätigt. Beim Stabtyp wird der Druckstab gewählt. Dieser kann nur Druckkräfte übertragen, was jedoch nur bei nichtlinearen Berechnungen berücksichtigt wird. Bei linearen Berechnungen funktioniert er wie ein Fachwerkstab, der Zug und Druck überträgt und an beiden Enden Gelenke besitzt, welche keine Momente übertragen. So wird verhindert, dass die Stützen einen Beitrag für die horizontale Aussteifung leisten.

Die Achsen der Stäbe werden in der Regel im Zentrum des Querschnitts positioniert. Bei den Wänden und Stützen am Rand werden diese aber auf die Kante der Decke geschoben, um das Modell zu vereinfachen.

6.1.5 Lager

Den untersten Knoten der Stäbe werden Knotenlager zugeordnet. Bei diesen Lagern können diverse Eigenschaften eingestellt werden. So können sie in jede Richtung starr, verschieblich oder gefedert sein. Zusätzlich können diesen Knoten nichtlineare Eigenschaften zugeordnet werden. Bei diesem Modell werden die Lager der Wände in alle Richtungen als starr und eingespannt festgelegt, damit die Wände eingespannt sind. Die Lager der Stützen sind in alle Richtungen nicht verschieblich, aber in der X- und Y-Achse gelenkig.

6.1.6 Decke

Die Decke wird als Fläche modelliert. Dafür werden der Fläche Begrenzungslinien zugeordnet, wie in der Abbildung 58 zu sehen ist. Diese können aber auch direkt zusammen mit der Fläche erstellt werden. Weiter werden für die Fläche das Material und die Dicke definiert. Dieses Gebäude hat eine Betondecke der Klasse C25/30 und eine Stärke von 300 mm.

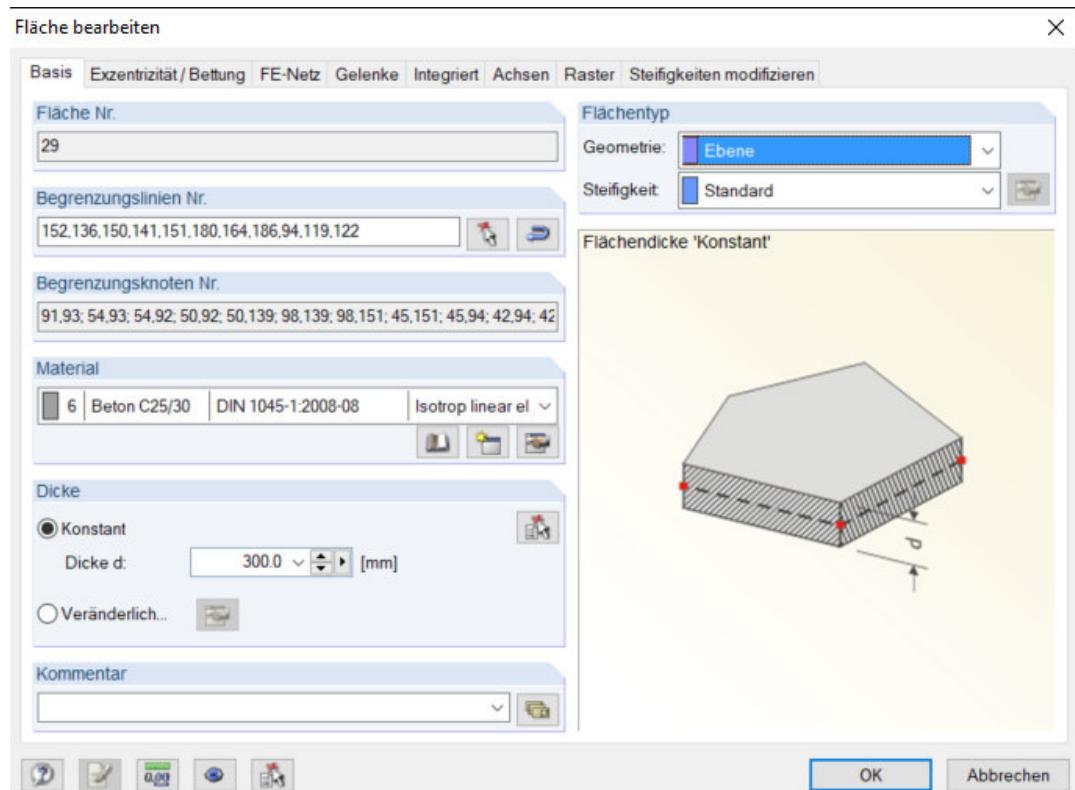


Abbildung 58: Dialog für die Flächen für die Decken in RFEM 5

Auf der rechten Seite kann der Flächentyp spezifiziert werden. Im oberen Feld wird der Geometriertyp festgelegt, in diesem Fall eine Ebene. Jedoch stehen auch diverse gewölbte und gekrümmte Geometrien zur Verfügung. Darunter können die Steifigkeitstypen definiert werden. Beim Standardfall werden sowohl Momente, Quer- und Normalkräfte übertragen, so wie es bei einer Betondecke der Fall ist.

Im nächsten Register kann der Fläche eine Bettung und eine Exzentrizität zugewiesen werden. Diese Funktion wird jedoch für dieses Modell nicht verwendet. Das FE-Netz kann im nächsten Register für jede Fläche angepasst werden. Da jedoch viermal dieselbe Decke verwendet wird, können überall die globalen FE-Netzeinstellungen verwendet werden. Die weiteren Register sind für dieses Modell nicht von Bedeutung, da die Decke weder durch Gelenke unterteilt noch die Steifigkeit oder die Achsen angepasst werden.

In der Abbildung 59 ist das fertige Stabmodell inklusive FE-Netze abgebildet. Dank dem die Außenwände auf den Rand geschoben werden, gibt es keine Verfeinerung des FE-Netzes.

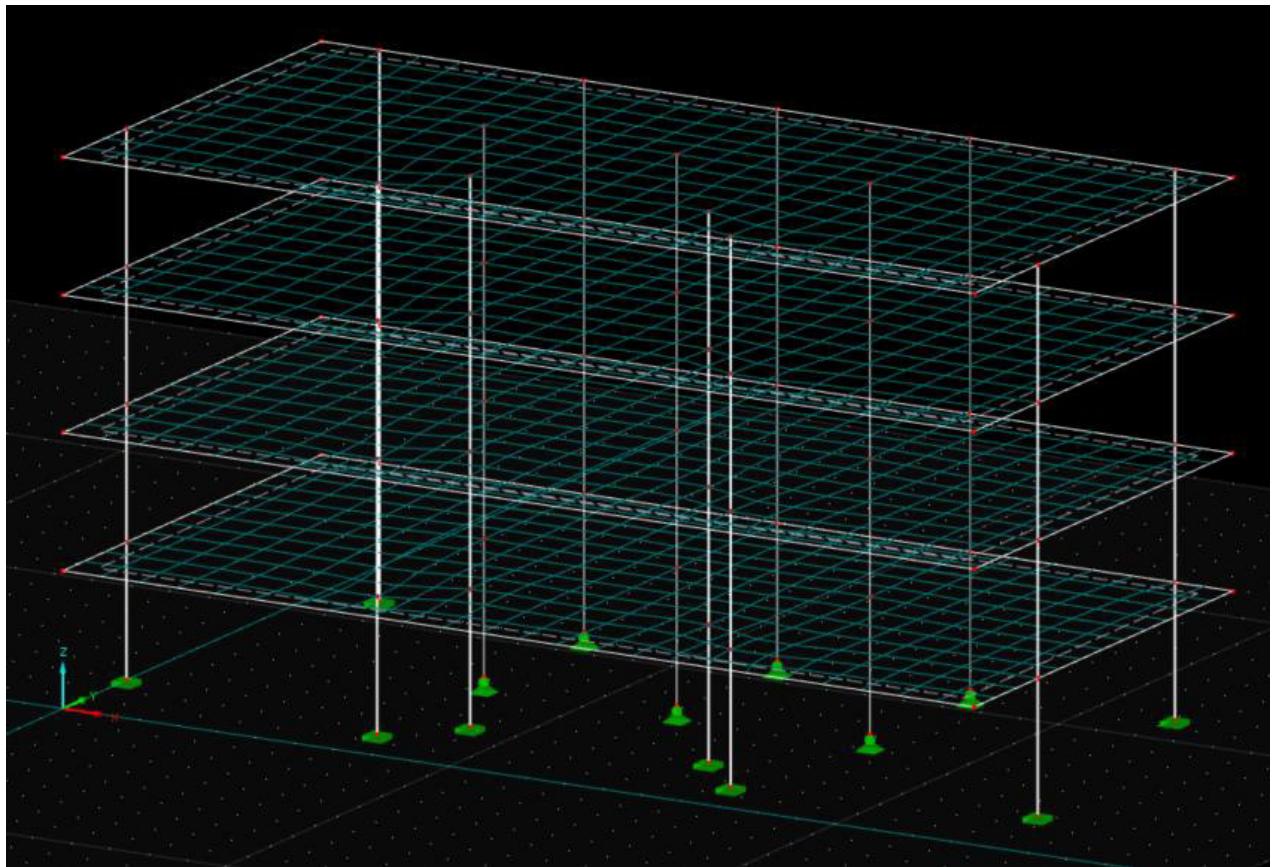


Abbildung 59: Stabmodell in RFEM 5

6.2 Linear-elastisches Modell mit Holzrahmenwänden

Grundsätzlich bleibt das Modell gegenüber dem reinen Betonmodell bis auf die vier Aussenwände 1.1, 2.1, A.1, A.2 unverändert. Jedoch stellt sich die Frage, wie diese Wände modelliert werden sollen. Wie in Kapitel 4.1 beschrieben, ist eine Holzrahmenwand eine komplexe Angelegenheit. In (Dlubal 2022) wird daher empfohlen für die Holzrahmenwand die Komponenten einzeln zu modellieren: also Stäbe für die Ständer, eine Scheibe für die Beplankung und eine Linienfreigabe für die Klammern, so wie gefederte Lager für die Verankerung. Jedoch ergibt dieser Methode ein zu detailliertes Modell und der Berechnungsaufwand wird zu gross. Daher wird wie in Kapitel 4.1 beschreiben das Ersatzstabverfahren angewendet. Mit den Formeln wird eine Excelberechnung erstellt. So können für die verschiedenen Wände die Ersatzsteifigkeiten effizient berechnet werden. Im Anhang A ist die Berechnungstabelle abgebildet.

Damit die Ersatzsteifigkeit berechnet werden kann, muss eine Ersatzbreite festgelegt werden. Wie in (Brunner, et al. 2010) wird sie auf 100 mm festgelegt. In RFEM wird für jede Wand ein entsprechender Ersatzquerschnitt erstellt und diesem das angepasste Material zugeordnet. Da für die Berechnung vor allem der Elastizitäts- und der Schubmodul relevant sind, wird ein Holz der Klasse C20 modifiziert, wie in Abbildung 60 zu sehen ist. Der Ersatzquerschnitt hat die Länge der Wand und als Breite die Ersatzbreite.

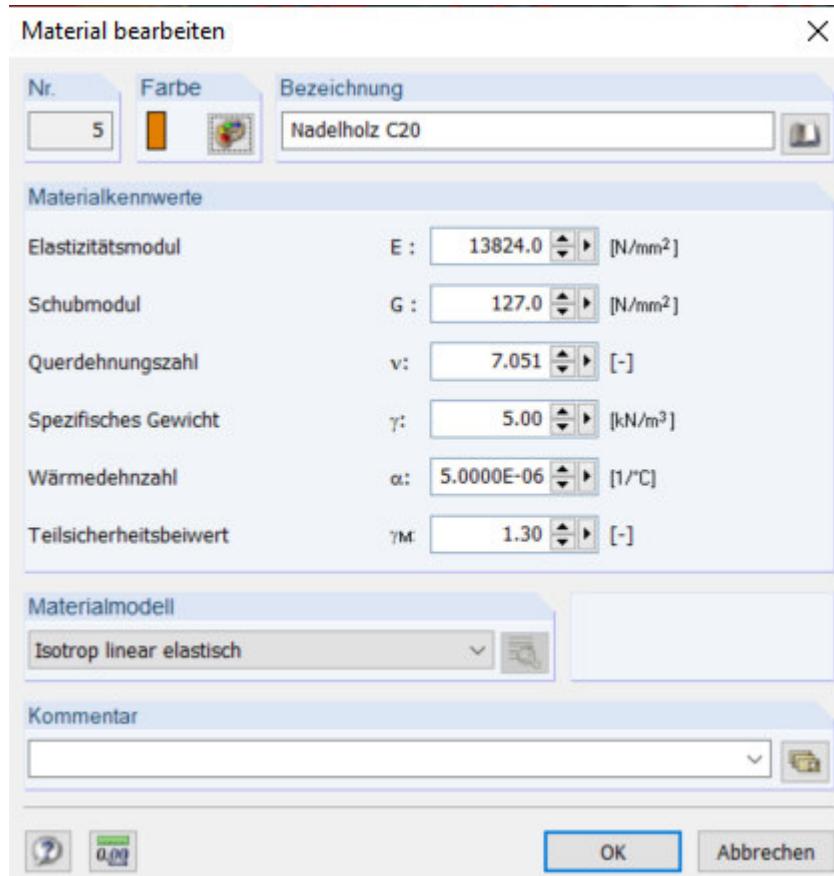


Abbildung 60: Materialeigenschaften des Ersatzstabes für die Wand A.1 und A.2

6.3 Nichtlineares Modell

Mit dem dritten Modell soll eine nichtlineare Berechnung durchgeführt werden. Dafür muss das Beschädigungsmodell aus Kapitel 4.4.3 verwendet werden, welches mit den richtigen Daten konfiguriert werden muss. Das Materialverhalten wird über ein Spannungs-Dehnungsdiagramm eingegeben, wie in der **Fehler! Verweisquelle konnte nicht gefunden werden.** ersichtlich ist. Für diese Arbeit wird es analog dem Diagramm in der Abbildung 29 erstellt.

Da Beton ein Verbundwerkstoff aus Bewehrung und Beton ist, müssen die Eigenschaften der beiden Materialien berücksichtigt werden. Da in RFEM aber der Beton und die Bewehrung nicht separat eingegeben werden können, müssen die Eigenschaften «verschmolzen» werden, so dass ein homogenes Material verwendet werden kann. Daher werden für die positiven Spannungen die Werte von Stahl genommen und auf den ganzen Querschnitt «verschmiert». Ein Nachteil ist, dass so die Zusatzbewehrung an den Wandenden nicht berücksichtigt werden kann. Dafür wird eine etwas stärkere Wandbewehrung gewählt. Sie hat einen Durchmesser von $\varnothing = 12$ mm, eine Teilung von $s = 15$ cm und die Qualität B500B für die Wände mit einer Stärke von 180 mm. Damit die folgenden Berechnungen auch für die Wände mit einer Stärke von 250 mm gelten und dieselbe Kurve verwendet werden kann, werden für diese Wände eine Bewehrung mit einem Durchmesser von $\varnothing = 14$ mm und einer Teilung von $s = 15$ cm gewählt. So haben beide Querschnitte praktischen den gleichen Bewehrungsgehalt ρ . Einfachheitshalber wird immer nur Beton oder Stahl berücksichtigt. Die Anteile des jeweils anderen Materials werden vernachlässigt. Die Bewehrung für einen Wandabschnitt von einem Meter wird wie folgt berechnet:

Formel 27

$$\rho = \frac{A_s}{A_B} = \frac{2 * \frac{\varnothing^2 * \frac{\pi}{4}}{s}}{b * 1000} = \frac{2 * \frac{12^2 * \frac{\pi}{4}}{0.15}}{180 * 1000} = 0.84\% \text{ bzw. } \frac{2 * \frac{14^2 * \frac{\pi}{4}}{0.15}}{250 * 1000} = 0.82\%$$

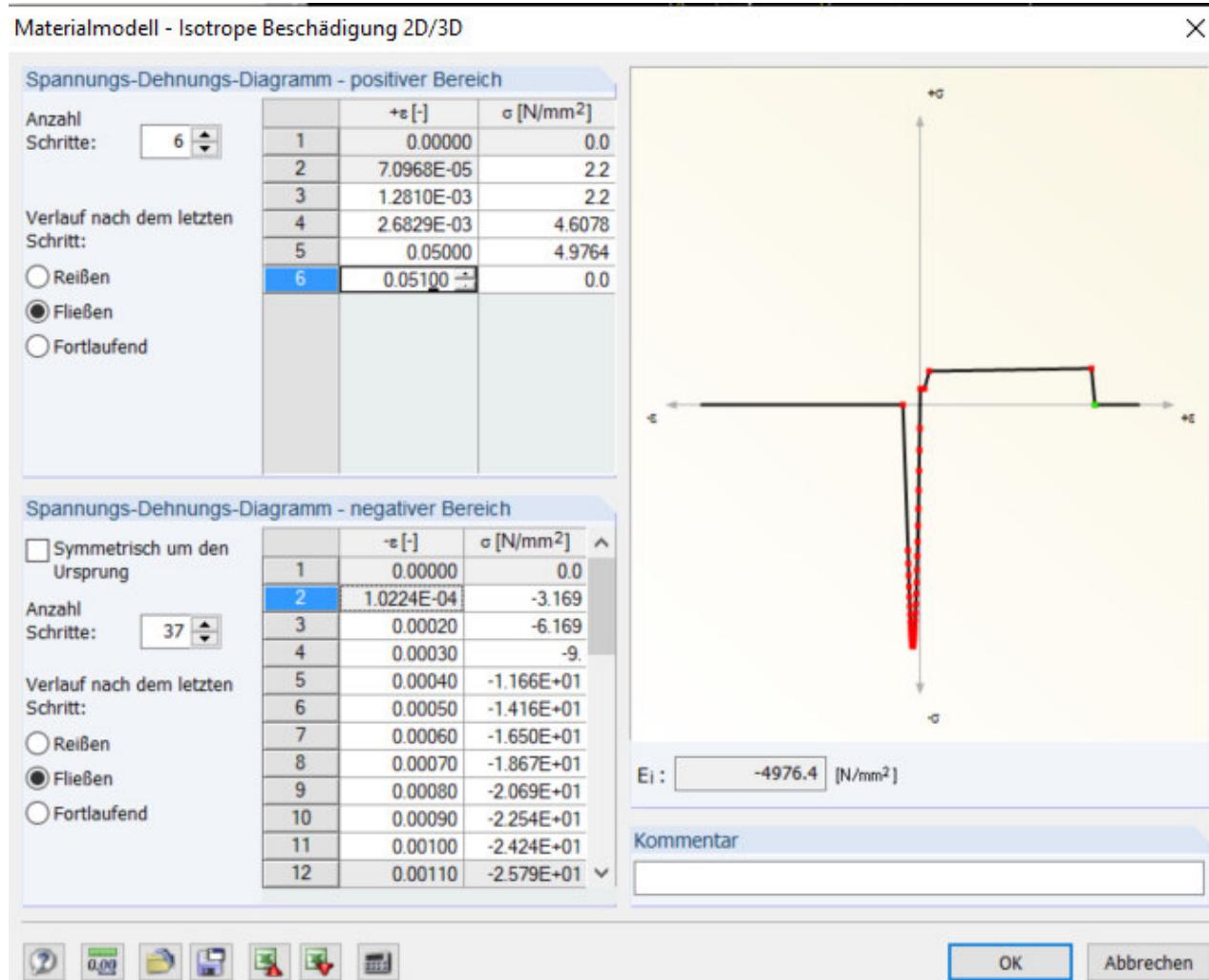


Abbildung 61: Spannungs-Dehnungsdiagramm für die Betonwände

6.3.1 Berechnung des positiven Spannungs-Dehnungsdiagramm

Für das Diagramm der Zugspannungen werden sechs Schritte eingegeben (Abbildung 61 oben links). Der erste Schritt startet beim Ursprung (0/0). Anschliessende übernimmt der Beton bis zum Reissen die Zugkraft. Beton der Klasse C25/30 hat gemäss (SIA 262 Betonbau 2013) eine mittlere Zugfestigkeit von $f_{ctm} = 2.2 \text{ N/mm}^2$. Bei einem E-Modul von $31'000 \text{ N/mm}^2$ (EC2 2011) kann gemäss dem Hook'eschen Gesetz die Dehnung berechnet werden:

Formel 28

$$\varepsilon_2 = \frac{f_{ctm}}{E_{cm}} = \frac{2.2}{31'000} = 0.07\%$$

Nachdem der Beton gerissen ist, bleibt die Spannung bei Betrachtung des ganzen Querschnitts gleich, jedoch werden nur noch die Bewehrungsstäbe belastet. Daher nimmt die Dehnung sprunghaft zu. Diese kann mit der Formel 29 berechnet werden.

Formel 29

$$\varepsilon_3 = \frac{f_{ctm}}{\rho * E_s} = \frac{2.2}{0.0084 * 205000} = 1.28 \%$$

Anschliessend wird der Betonstahl weiterbelastet bis zur Fliessgrenze $f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$. Für nichtlineare Schnittgrössenermittlungen dürfen die Mittelwerte verwendet werden. Gemäss (NA 2011) kann der Mittelwert aus dem charakteristischen Wert berechnet werden, indem er mit dem Faktor 1.1 multipliziert wird:

Formel 30

$$\varepsilon_4 = \frac{f_{sk} * 1.1}{E_s} = \frac{500 * 1.1}{205000} = 2.68 \text{ \%}$$

Die Spannung im Betonstahl muss auf den gesamten Querschnitt verteilt werden:

Formel 31

$$\sigma_4 = f_{sk} * 1.1 * \rho = 500 * 1.1 * 0.0084 = 4.61 \text{ N/mm}^2$$

Die Dehnung nimmt weiter zu bis zum Bruch bei der charakteristischen Bruchdehnung von min. $\varepsilon_5 = 5\%$ gemäss (SIA 262 Betonbau 2013). Die Bruchspannung ist um den Faktor 1.08 erhöht.

Formel 32

$$\sigma_5 = f_{sk} * 1.1 * 1.08 * \rho = 500 * 1.1 * 1.08 * 0.0084 = 4.98 \text{ N/mm}^2$$

Nun muss noch der weitere Verlauf nach dem letzten Schritt definiert werden. Für dynamische nichtlineare Berechnungen darf nur das Fliessen gewählt werden. Das heisst, dass die Spannung gleichbleibt, aber die Dehnung unendlich gross wird. Um das Versagen abzubilden, muss daher der letzte Schritt den Bruch darstellen, wo die Spannung auf null zurück geht.

6.3.2 Berechnung des negativen Spannungs-Dehnungsdiagramm

Die Berechnung des negativen Spannungs-Dehnungsdiagramm ist etwas einfacher. Die Werte für den Beton werden gemäss dem Kapitel 4.2.1.5 und der Formel 21 berechnet. Da für das Diagramm keine Formel hinterlegt werden kann, müssen die Punkte einzeln eingetragen werden. Dafür wird eine Tabellenberechnung in Excel für die einzelnen Punkte durchgeführt. Dabei wird die Dehnung in 0.1 Promilleschritten bis zur Bruchdehnung von $\varepsilon_u = 3.5$ Promille aufgeführt und zu jedem Schritt gemäss der Formel 21 die zugehörige Spannung berechnet. Die Festigkeitswerte werden von (EC2 2011) für Beton der Klasse C25/30 übernommen. Das heisst ein E-Modul von $E_{cm} = 31'000 \text{ N/mm}^2$, eine mittlere Betondruckfestigkeit von $f_{cm} = 33 \text{ N/mm}^2$, der dazugehörigen mittleren Dehnung $\varepsilon_{c1} = 2.1\%$ und der mittleren Bruchdehnung $\varepsilon_{cu1} = 3.5\%$. Die Exceltabelle mit den Berechnungsschritten ist im Anhang B abgebildet.

6.3.3 Modell

Ein Nachteil ist, dass dieses Materialmodell nur für zwei- oder dreidimensionale Objekte also Flächen oder Volumen verwendet werden kann. Daher müssen die Wände jetzt als Flächen modelliert werden. Die Wände stehen auf der Axe der Stäbe. Damit die Resultate mit dem Stabmodell verglichen werden kann, muss in der Mitte der Wände ein Ergebnisstab eingefügt werden. Dieser integriert die Flächenergebnisse, so dass wie beim Stabmodell die Querkräfte und die Momente über die gesamte Wand abgebildet werden können. Dafür müssen nur die zu integrierenden Flächen angeben werden. Die Wände müssen nun mit Linienlager gelagert werden. Auf der Abbildung 62 ist das Modell zusehen.

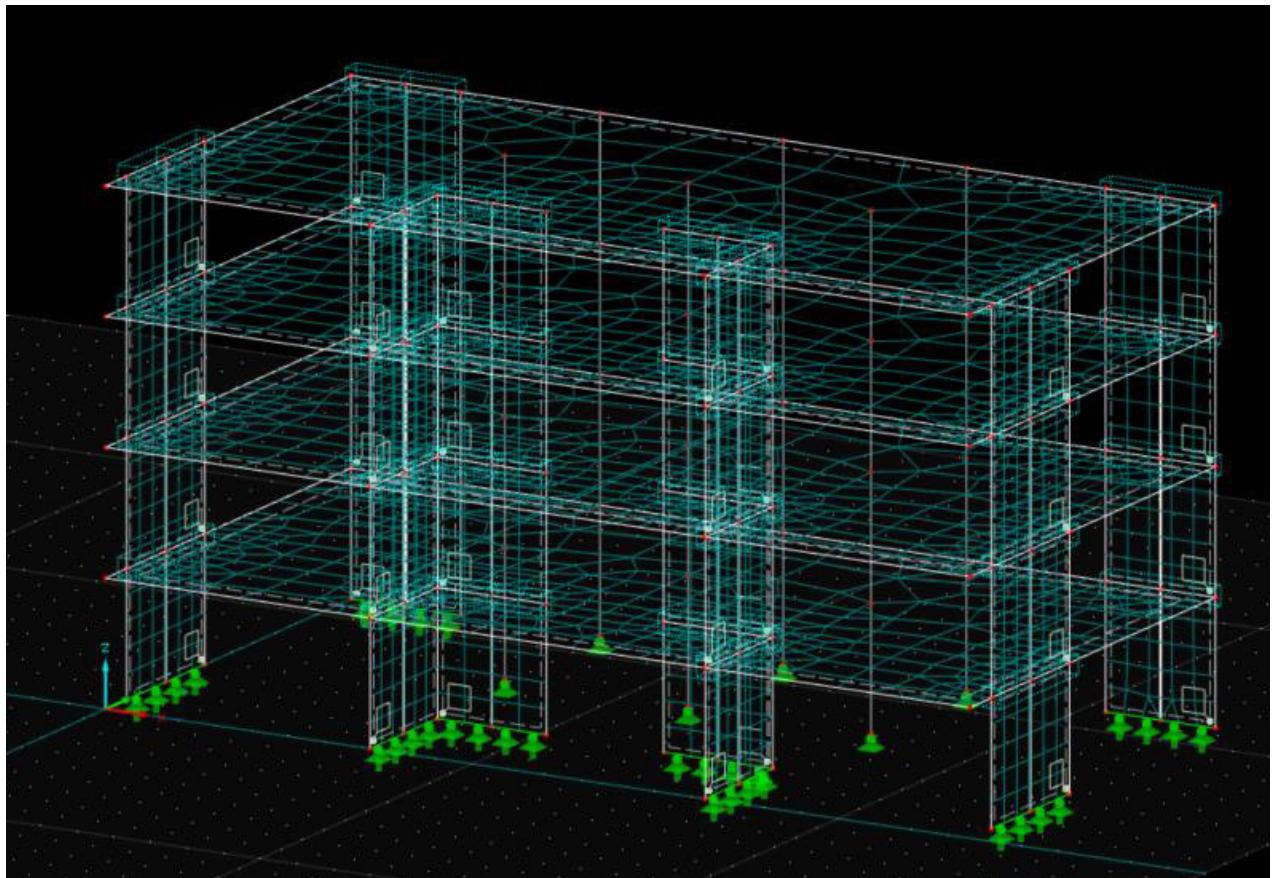


Abbildung 62: Schalenmodell für die nichtlineare Berechnung

6.4 FE-Netz

Vor der Berechnung muss das Programm noch das FE-Netz generieren. Dieses teilt das Tragwerk in einzelne Teilsysteme, die finiten Elemente. Für jedes dieser Elemente werden Gleichgewichtsbeziehungen aufgestellt und daraus ein Gleichungssystem mit vielen Unbekannten erstellt. So ergibt sich, dass je feiner das Netz ist, desto genauer sind die Resultate, aber es gibt auch mehr Gleichungen und Unbekannte und somit auch eine grössere Datenmenge und eine längere Rechenzeit (Dlubal Software GmbH 2020). Bei einem feinmaschigeren Netz nehmen zudem auch die Singularitätseffekte zu.

Das Netz wird in RFEM automatisch erstellt. Dafür müssen aber die Parameter eingestellt werden. Diese können über das Menü Berechnung im Fenster FE-Netz-Einstellungen, wie in der Abbildung 63 zu sehen ist, konfiguriert werden. Im ersten Feld oben links werden die Basiseinstellungen gemacht. Der wichtigste Parameter ist die «Angestrebte Länge der der Finiten Elemente». Hier wird die Maschenweite gesteuert. Je feiner die Maschenweite, desto mehr Elemente und umso präziser das Ergebnis. Ist sie zu fein, nimmt die Qualität des Ergebnisses nicht mehr zu, aber die Berechnung dauert wesentlich länger. Ist sie zu grob, werden die Randbedingungen ungenügend erfasst. Daher wird in (Dlubal Software GmbH 2020) die Empfehlung abgegeben, dass zwischen den Randlinien einer Fläche etwa 8 bis 10 Elemente generiert werden sollen. Es sollten jedoch nicht weniger als vier Elemente sein. Für die Stabmodelle wird eine Länge von einem Meter gewählt, da die Resultate der Deckenplatte nicht interessieren. Daher wird auf eine genauere Untersuchung verzichtet. Der Berechnungsaufwand hält sich mit dieser Einstellung im Rahmen des Akzeptierbaren.

Weiter kann in diesem Feld noch der maximale Abstand zwischen einem Knoten und einer Linie eingestellt werden. Hier wird der vom Programm vorgeschlagene Wert von 0.001 m übernommen. Ebenso ist es mit der maximalen Anzahl der Konten. Hier besteht die Möglichkeit die Anzahl zu beschränken, um die Leistungsfähigkeit des Programms zu gewährleisten. Hier wird der vorgeschlagene Wert von 500'000 übernommen.

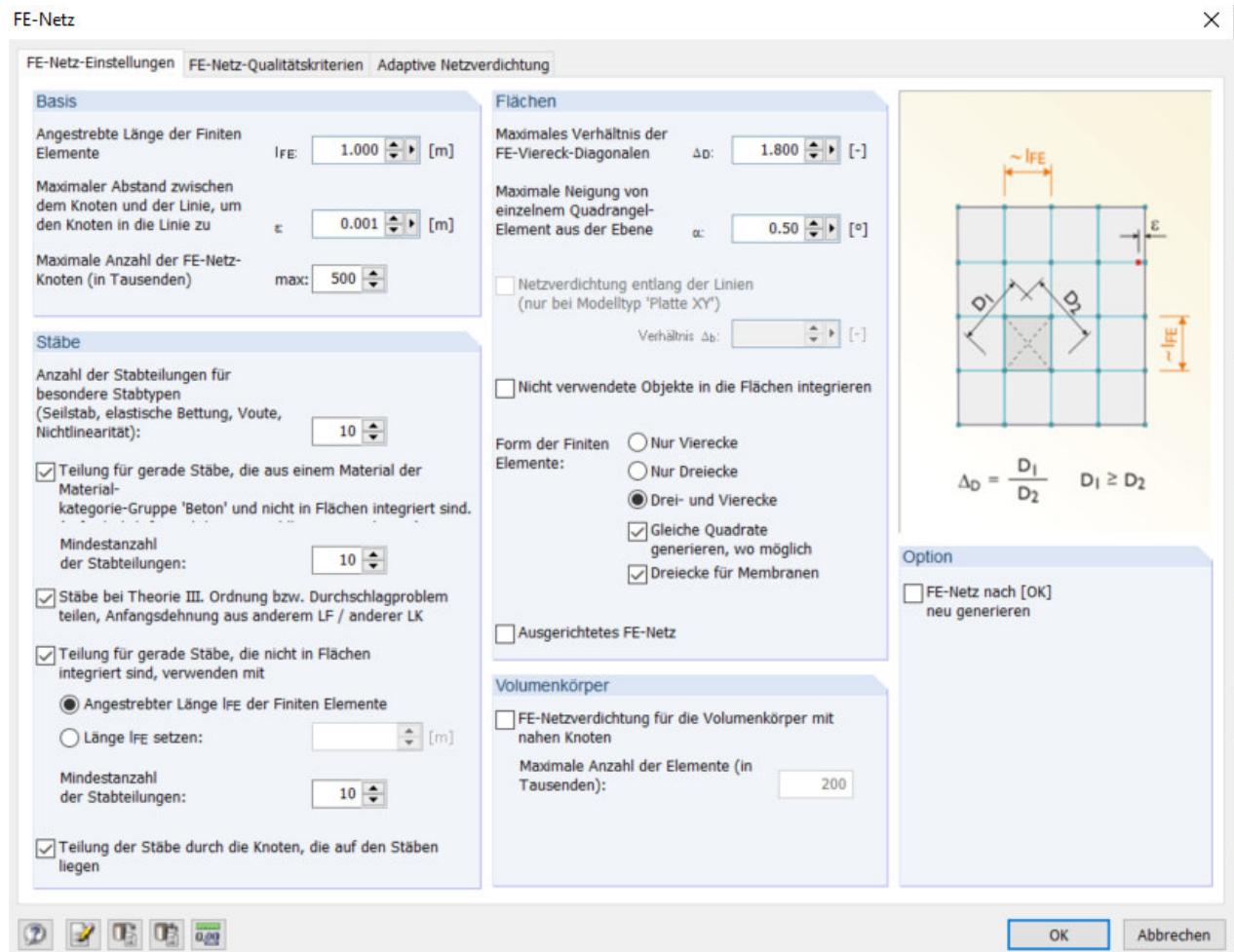


Abbildung 63: Dialog FE-Netze in RFEM 5

Im Feld darunter können für Stäbe noch weitere Einstellungen vorgenommen werden. Es können für verschiedene Stabtypen separate Teilungen definiert werden. Die meisten sind für diese Modelle nicht relevant, da sie nicht vorkommen. Nur die Einstellung für die Teilung für gerade Stäbe wird auf 10 Teilungen eingestellt. Die anderen Einstellungen werden so belassen wie sie voreingestellt sind.

Rechtes davon für die Flächen die Einstellungen präzisiert werden. Die genauesten Resultate werden für quadratische Elemente erzielt. Das Verhältnis der Diagonalen ist in diesem Fall eins. Da nicht jede Fläche sinnvoll mit Quadraten dargestellt werden kann, können die Elemente auch eine andere viereckige Form haben. Damit sie in einem vernünftigen Verhältnis bleiben, kann das maximale Verhältnis der Diagonalen definiert werden. Weiter kann die Form der Elemente festgelegt werden. Entweder Vierecke, Dreiecke oder beides. Vierecke eignen sich für eine erhöhte Ergebnisgenauigkeit, ist aber in diesem Fall nicht gefragt. Falls die Vierecke das Netz zu stark verzerren, können nur Dreiecke verwendet werden. Die Standardeinstellung ist Drei- und Vierecke, welche beibehalten wird. Die anderen Einstellungen können vernachlässigt werden.

In den anderen beiden Registern können die Qualitätskriterien für die FE-Netze definiert und adaptive Netzverdichtungen eingestellt werden. Diese Funktionen werden nicht verwendet.

Für das nichtlineare Modell, mit den Flächen als Wänden, werden die Netze etwas angepasst. Für die Wände wird die Länge der FE-Elemente auf 0.60 Meter gesetzt, damit mindestens vier Elemente auf einer Wandbreite Platz haben. Das kann im Register FE-Netz bei der Erstellung der Flächen (Abbildung 58) eingestellt werden, indem der Wand eine Netzverdichtung zugewiesen wird. Bei der Decke gelten die allgemeinen FE-Netzeinstellungen. Hier wird die Länge auf 2 Meter festgelegt. Da die Berechnungen deutlich Zeitintensiver sind, muss das Netz so grob wie möglich sein.

6.5 Einwirkung

Nachdem das Modell erstellt ist, können die Lasten aufgebracht werden. In RFEM 5.33 werden die statischen Lasten im Hauptprogramm definiert. Für die dynamischen Lasten wird anschliessend das Zusatzmodul RF-DYNAM Pro verwendet. Nebst den Lasten werden auch die Berechnungsparameter in diesen Dialogfenstern festgelegt und die Berechnungen ausgelöst. In diesem Kapitel werden sowohl die statischen als auch die dynamischen Lasten erläutert und die Einstellungen für die Berechnung begründet.

6.5.1 Statische Lasten

Die Lasten werden möglichst einfach und realitätsnah gehalten. Gemäss der (SIA 260 2013) sind Erdbeben eine aussergewöhnliche Bemessungssituation. Das bedeutet, die ständigen Lasten werden auf dem charakteristischen Niveau, also ohne Erhöhung durch Sicherheitsfaktoren, berücksichtigt und die Nutzlasten für Wohngebäude können mit den Reduktionsbeiwert $\psi_2 = 0.3$ reduziert werden. Daher werden die ständigen und die veränderlichen Lasten zusammengefasst und einen Lastfall erstellt. Dieser beinhaltet die Eigenlast der Bauteile plus eine Auflast von 2 kN/m^2 in jedem Stockwerk. Auf dem Dach wird keine zusätzliche Auflast berücksichtigt, wie in der folgenden Abbildung zu sehen ist.

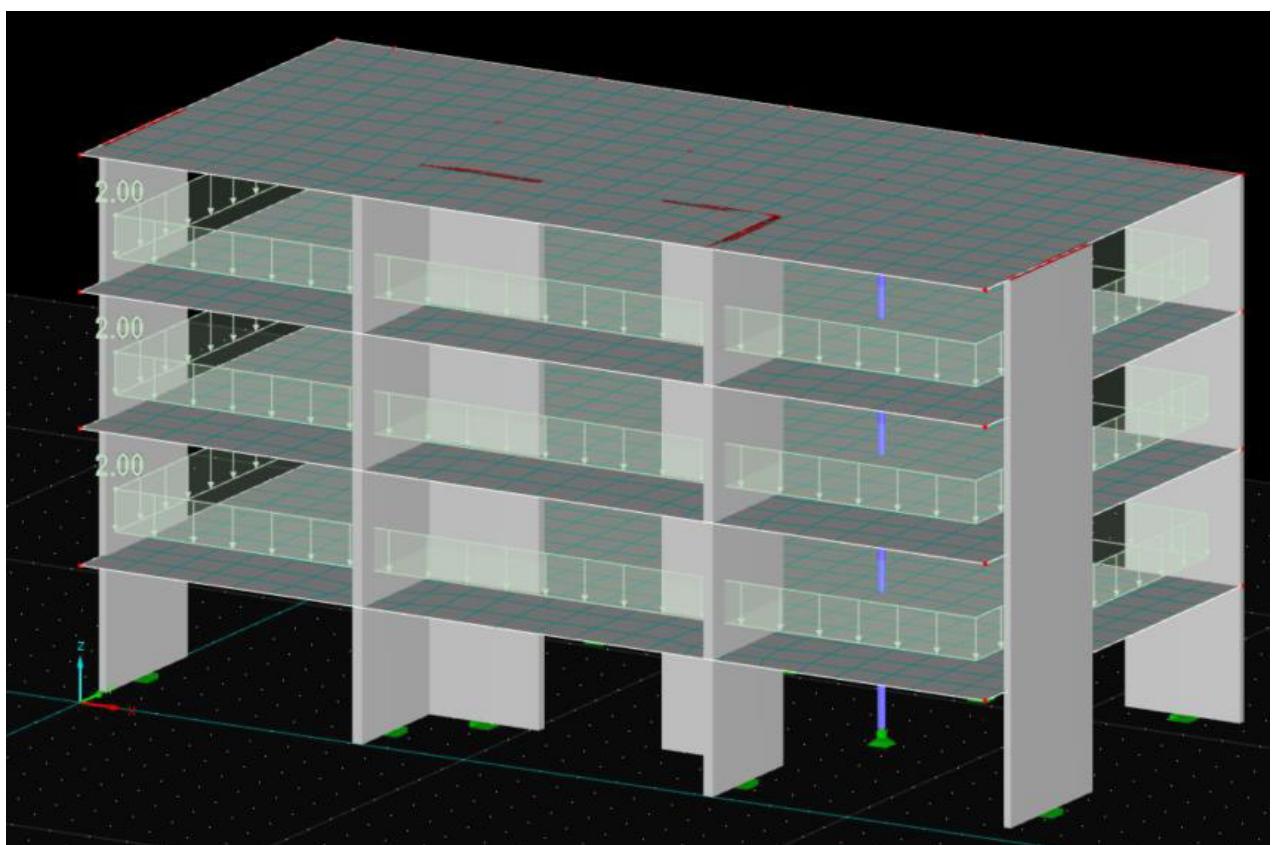


Abbildung 64: statische Lasten

Anschliessend müssen die Einstellungen im Zusatzmodul RF-DYNAM Pro eingestellt werden.

6.5.2 RF-DYNAM Pro

Nachdem das Zusatzmodul geöffnet ist, können die Einstellungen gemacht werden. Im Dialogfenster müssen als erstes im Register «Allgemein» (Abbildung 65) die Optionen ausgewählt werden. Hier wird festgelegt, welche Berechnungen durchgeführt werden sollen, damit die entsprechenden Register auftauchen. Für diese Thesis werden die Eigenschwingungen sowie das lineare Zeitverlaufsverfahren und das nichtlineare Zeitverlaufsverfahren mittels Beschleunigungen benötigt. Mit der Option Eigenschwingungen werden die Eigenfrequenzen, die Eigenformen und die modalen Massen berechnet. Diese werden einerseits zur Überprüfung des Modells benötigt, anderseits können damit gewisse Einstellungsparameter berechnet werden. Dies wird in den entsprechenden Kapiteln erläutert.

Dank dem wir oben bei den Lasten alles in einen Lastfall gepackt haben, wird die Option Massenkombination nicht benötigt. Damit können die verschiedenen Lastfälle bzw. Massenfälle wie Nutzlast, Auflast und Eigenlast wie benötigt kombiniert werden. Aus jedem benötigten Lastfall muss vorher im Register «Massenfälle» ein Massenfall definiert werden. In diesem Fall genügt es im Register «Massenfälle» aus dem einzigen ständigen Lastfall einen einzigen Massenfall zu generieren, welcher somit nicht kombiniert werden muss. Es besteht auch die Möglichkeit den Massenfall aus dem Bauwerkseigengewicht zu generieren oder aber an den Bauteilen Zusatzmassen zu definieren, was aber hier nicht nötig ist.

RF-DYNAM Pro Eingabedaten

Datei Einstellungen Hilfe



Abbildung 65: Register Allgemein

Die beiden Optionen «Beschleunigung» werden für die eigentliche Berechnung mit CMS und UHS benötigt. Einmal wird die Berechnung linear und einmal nichtlinear durchgeführt. In den folgenden Kapiteln werden die Einstellungen in den einzelnen Registern genauer erläutert.

6.5.3 Eigenschwingungsfälle

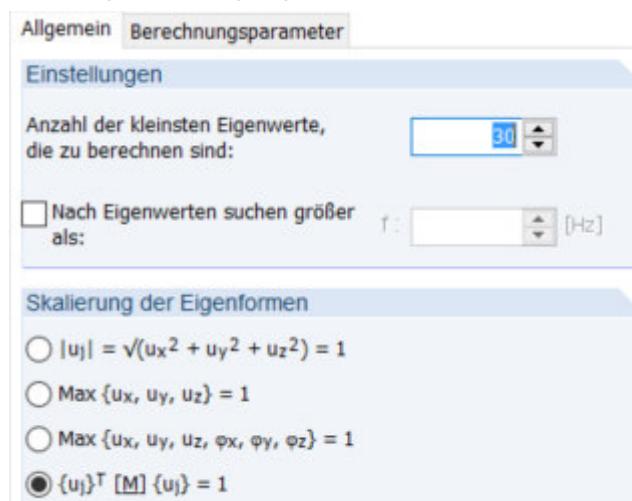


Abbildung 66: Register Allgemein der Eigenschwingungsfälle

Die nächsten Einstellungen werden im Register «Eigenschwingungsfälle» vorgenommen. Im Unterregister «Allgemein» (Abbildung 66) können die Anzahl der zu berechnenden Eigenwerten definiert werden. Das Maximum ist in diesem Programm auf 9'999 festgelegt. Anderseits wird die Anzahl von Seiten des Modells limitiert. Es gibt nicht mehr Eigenwerte als das Modell Freiheitsgrade besitzt. Bei komplexeren Modellen gibt es aber schnell eine grosse Zahl Freiheitsgrade. Es macht aber nicht Sinn alle Eigenwerte zu berechnen, da nicht alle von Bedeutung sind. Wie wichtig ein Eigenwert ist, erkennt man am effektiven Modalmassenfaktor. Dieser ist als Resultat der Eigenwertberechnung zu erhalten und gibt an wie viel Masse durch die jeweilige Eigenform

angeregt wird. In der (SIA 261 2020) wird gefordert, dass für Erdbebenberechnungen mindestens 90% der Masse angeregt werden muss. Deshalb wird die Anzahl so gewählt, dass diese Bedingung erfüllt ist. Die Skalierung der Eigenformen ist nicht relevant, da sie nur zur Veranschaulichung der Eigenwerte dient. Programm intern wird für das Zeitverlaufsverfahren immer die unterste Option verwendet, egal was gewählt wurde (Dlubal Software GmbH 2020).

Im nächsten Unterregister «Berechnungsparameter» wird als erstes der Massenfall bzw. die Massenkombination ausgewählt. In diesem Fall wird der Massenfall, der im vorderen Kapitel beschrieben wurde, ausgewählt. Anschliessend muss die Wirkungsrichtung der Massen festgelegt werden. Je nach Typ der Massenmatrix steht die Option der Rotation um die Achse auch zur Verfügung. Ist nur die Masse in eine Richtung aktiviert, erhält man eine Ebene Analyse. Dies ist nur für Gebäude mit regelmässigem Grund- und Aufriss zulässig (Dlubal Software GmbH 2020). Bei dreidimensionalen Gebäuden müssen die Massen in alle Richtungen berücksichtigt werden. Daher sind sie für dieses Arbeit alle aktiviert.

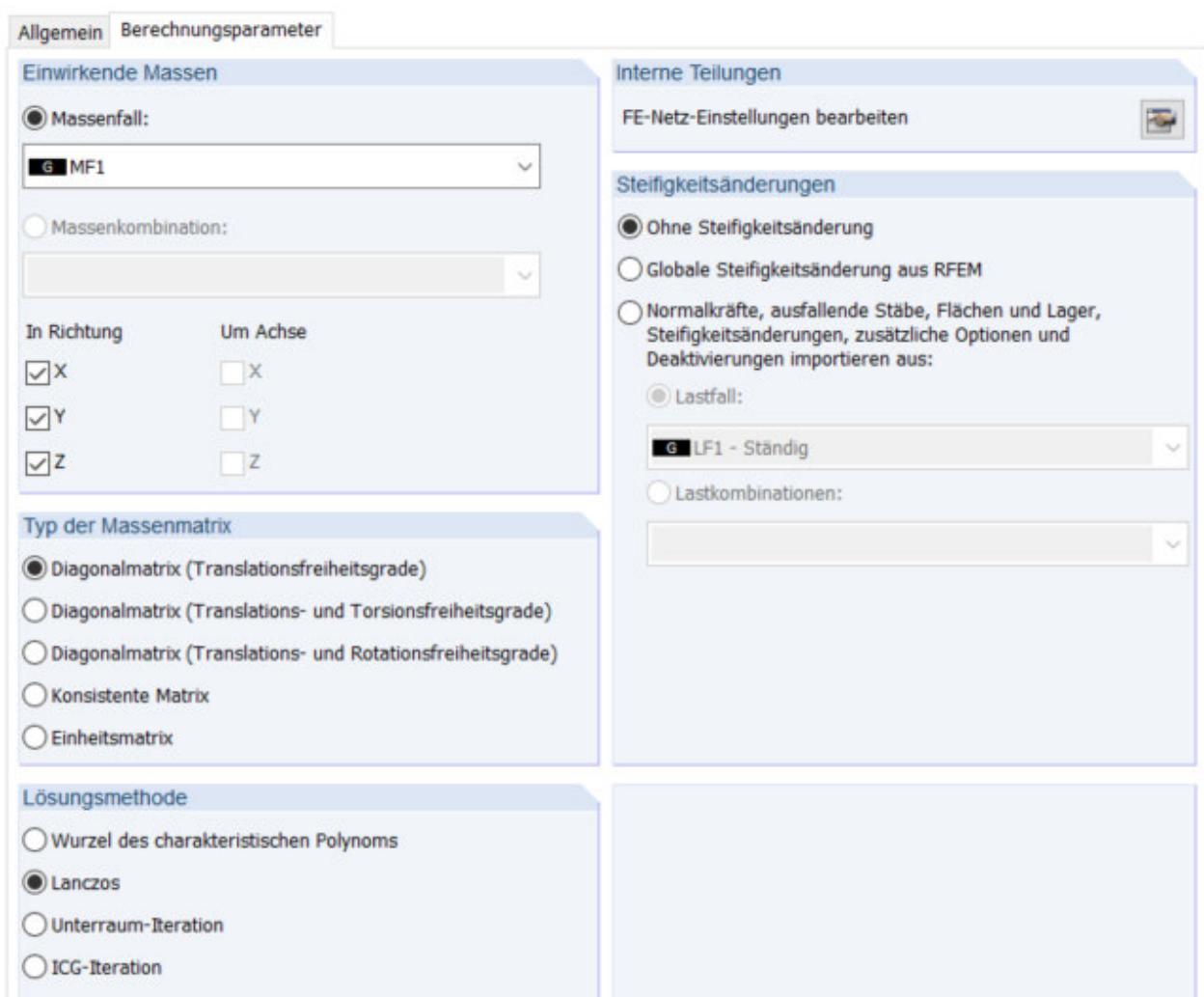


Abbildung 67: Berechnungsoptionen für die Eigenschwingungsfälle

Wie schon erwähnt muss auch der Typ der Massenmatrix definiert werden. Es stehen fünf Typen zur Auswahl. Drei davon sind Diagonalmatrizen mit unterschiedlichen Freiheitsgraden. Bei der Diagonalmatrix wird die Masse auf die FE-Knoten konzentriert. Die erste Option hat nur die Translationsfreiheitsgrade. Das heisst die Massen werden nur in die Translationsrichtungen X, Y und Z verwendet, aber eine Rotation um die Achsen steht nicht zur Verfügung.

Die zweite Option berücksichtigt nebst den Translationsrichtungen auch die Massen, welche um die Längsachse der Stäbe und Flächen wirken, wenn das entsprechende Häkchen gesetzt ist. Die

berücksichtigte Richtung hängt von der lokalen Längsachse ab. Noch einen Schritt weiter geht die dritte Option. Hier werden alle Freiheitsgrade berücksichtigt, also sowohl Translations- als auch Rotationsfreiheitsgrade.

Bei der konsistenten Massenmatrix werden die Massen nicht auf die FE-Knoten konzentriert, sondern sie werden innerhalb des FE-Elements verteilt. Sie ist also eine vollständige Massenmatrix der finiten Elemente. Die Rotation der Masse wird allgemein berücksichtigt, da auch nichtdiagonale Einträge zum Zug kommen.

Als letzte Option steht noch die Einheitsmatrix zur Auswahl. Bei der werden alle zu vor definierten Massen überschrieben. Sie ist eine konsistente Matrix. So werden Translationen und Rotationen berücksichtigt, aber die Massen werden an jedem FE-Punkt auf eins gesetzt. Diese wird nur für numerische Analysen verwendet.

Für diese Arbeit wurden die verschiedenen Typen der Massenmatrix außer der Einheitsmatrix getestet. Da die Einheitsmatrix nur für numerische Analysen verwendet wird, gehört sie nicht dazu. Die verschiedenen Matrizen generieren unterschiedliche Eigenwerte. Jedoch zeigte die erste Option, die nur die Translation berücksichtigt, das beste Ergebnis. Hier wurden am wenigsten Eigenwertberechnungen benötigt, um eine Anregung der modalen Masse von 90% zu erreichen. Das liegt daran, dass das Gebäude einen regelmässigen Grundriss besitzt. Durch die Torsion und die Rotation werden so weniger Massen angeregt. Deshalb wurde die erste Option gewählt.

Die bestgeeignete Lösungsmethoden ist die Lanczos- Methode. Sie berechnet die niedrigsten Eigenwerte und die dazugehörigen Eigenformen von grösseren Strukturen iterativ. Meistens wird mit dieser Methode schnell eine Konvergenz erreicht.

Die Wurzel des charakteristischen Polynoms eignet sich vor allem, wenn höher Eigenwerte gesucht sind. Mit diesem Eigenwertlöser werden sie genauer berechnet, aber bei grösseren Strukturen kann er langsam sein. Die Unterraum-Iteration und die ICG-Iteration werden verwenden, wenn nur wenige Eigenwerte gefragt sind und das FE-Modell gross ist. Während bei der Unterraum-Iteration alle Eigenwerte auf einmal berechnet werden, werden sie bei der ICG-Iteration nacheinander berechnet. Daher ist die Lanczos-Methode vorzuziehen.

Auf der rechten Seite des Dialogs kann noch direkt auf die FE-Netz-Einstellungen zugegriffen werden. Diese Einstellungen sind schon weiter oben behandelt. Es können noch Steifigkeitsänderungen als Anfangsbedingungen definiert werden. Darauf wird aber verzichtet, da davon ausgegangen wird, dass das Gebäude zu Beginn des Erdbebens intakt ist und noch keinen Verlust der Steifigkeit erlitten hat.

6.5.4 Akzelerogramm

Typischer weiser werden für die Berechnungen mit CMS Beschleunigungszeitverläufe (auch Akzelerogramme genannt) verwendet. Für diese Thesis werden die gleichen Zeitverläufe verwendet wie in (Walti 2021). Dazu gehören 30 CMS-Zeitverläufe und 30 UHS-Zeitverläufe. Ein Set umfasst je einen Zeitverlauf in beide horizontale Richtungen sowie einen in vertikaler Richtung. Die Zahl 30 röhrt daher, das mit einem einzelnen Zeitverlauf das zuvor ermittelte Spektrum nicht abgebildet werden kann. Die Zeitverläufe werden so festgelegt, dass wenn aus jedem Zeitverlauf ein Spektrum generiert würde und daraus der Mittelwert von allen 30 Spektren berechnet wird, dieser Mittelwert dem CMS entsprechen würden. Bei diesen Zeitverläufen könnte es sich auch um real aufgezeichnete Erdbeben handeln. Obwohl schon viele Erdbeben aufgezeichnet wurden, ist deren Anzahl aber noch zu klein, um damit die CMS effizient abzubilden. Die Zeitverläufe können aber auch künstlich generiert werden.

In (Studer 2003) werden die Richtlinien zur Erzeugung von Zeitverläufen aufgelistet. Diese Richtlinie wurde für die Erdbebensicherheit von Stauanlagen erstellt, kann aber auch für die CMS bzw. UHS verwendet werden. Für die Generierung steht die Software «SIMQKE» zur Verfügung.

Diese basiert auf dem Ansatz der Überlagerung verschiedener Sinusfunktionen mit einem zufälligen Phasenwinkel φ :

$$a(t) = \sum_1^n A_i * \sin(\omega_i * t + \varphi_i)$$

A_i steht für die Amplitude und φ_i für den Phasenwinkel der entsprechenden Sinusfunktion mit der i -ten Eigenkreisfrequenz ω_i . Indem man die Amplitude und den Phasenwinkel modifiziert, können Zeitverläufe erstellt werden, die ähnlich im Frequenzgehalt sind, sich aber im Detail unterscheiden. Diese beiden Parameter werden iterativ verändert, um möglichst genau an das Zielspektrum heranzukommen (Studer 2003).

Da die Erstellung dieser Zeitverläufe mit einem hohen Arbeitsaufwand verbunden ist, wurden die Zeitverläufe welche für diese Arbeit und in (Walti 2021) verwendet werden, von Philippe Renault von Swissnuclear, dem Branchenverband der Kernkraftwerkbetreiber, zur Verfügung gestellt. Diese werden, wie in Kapitel 3 beschrieben, im Rahmen des PEGASOS-Projekts und des PRP-Projekts für die verschiedenen KKW-Standorte erstellt.

Der Umfang der zur Verfügung stehenden CMS ist jedoch beschränkt. Nicht für jeden Standort wurde im selben Umfang CMS erstellt, da dies den Kraftwerksbetreibern überlassen wurde. In den Übermittelten Daten gibt es alte UHS bzw. CMS von PEGASOS Projekt und neu von PRP-Projekt. Welche Daten vorhanden sind, ist in (Walti 2021) auf folgender Übersicht (Tabelle 2) aufgelistet.

Tabelle 2: Vorhandene CMS (Walti 2021)

Standort	1. Frequenz	2. Frequenz	3. Frequenz	4. Frequenz	5. Frequenz
Beznau	1 Hz (2015)	5 Hz (2015/2016)	9 Hz (2015/2016)	16 Hz (2015)	20 Hz (2016)
Gösgen	1 Hz (2015/2016)	5 Hz (2015/2016)	16 Hz (2015/2016)		
Leibstadt	7 Hz (2016)				
Mühleberg	8 Hz (2015)				

Es ist ersichtlich für welchen Standort und für welche Ankerpunkte CMS zur Verfügung stehen. Die CMS nach dem PEGASOS-Projekt sind mit (2015) markiert und die nach dem PRP-Projekt mit (2016). Für Beznau wurden CMS mit fünf verschiedenen Ankerpunkten erstellt, für Gösgen mit drei und die andern beiden nur mit einem. Bei (Walti 2021) wurde in einem ersten Schritt mit den aktualisierten Daten von Beznau mit den Ankerpunkten 5 Hz und 20 Hz gerechnet. Da sich der Einfluss der Ankerpunkte deutlich zeigt, wurde schliesslich noch mit den alten Daten von Beznau und Gösgen gearbeitet, da hier CMS zu mehr Ankerpunkten zur Verfügung standen.

Da das Gebäude eine erste Eigenfrequenz zwischen 2.6 Hz und 2.9 Hz hat, kommen für diese Arbeit nur die CMS mit einem Ankerpunkt von 5 Hz näherungsweise in Frage. Vom KKW Beznau stehen vom PRP-Projekt jeweils 30 Beschleunigungszeitverläufe für jede Richtung zur Verfügung. Damit UHS mit CMS verglichen werden können, sind für die UHS ebenfalls für jede Richtung 30 Beschleunigungszeitverläufe erstellt worden. Jeder dieser Zeitverläufe hat eine eigene Datei. Das ergibt 90 Dateien für CMS und 90 für UHS also total 180 Dateien. Leider konnten die Dateien nicht direkt in RFEM eingelesen werden und es gibt auch keine Möglichkeit mehrere Sets auf einmal einzulesen. Auf Nachfrage bei Dlubal wurde dies bestätigt und versprochen, dass diese Funktion entwickelt wird.

Die Beschleunigungszeitverläufe, in RFEM Akzelerogramme genannt, werden wie in Abbildung 68 dargestellt in RFEM eingefügt werden. Für jeden Zeitschritt gibt es ein dazugehöriges Zahlentripel mit einer Beschleunigung für jede der drei Richtungen. Es besteht die Möglichkeit eine Excelliste zu importieren. Dafür müssen die Daten eine bestimmte Form haben. Da die Akzelerogramme für jede

Richtung separat vorhanden sind, müssen sie in einem ersten Schritt zusammengefügt und in das entsprechende Form transformiert werden. Dies konnte mit den Werkzeugen in Excel bewerkstelligt werden. Anschliessend muss jedes Set manuell importiert werden, sprich 30 Sets für CMS und 30 für UHS. Diese können anschliessend Programm intern abgespeichert werden, so dass sie für weiter Modelle verfügbar sind. Der Pfad zu den abgespeicherten Akzelerogrammen kann zwar gefunden werden, aber die Dateien der Akzelerogramme sind leider in einem RFEM internen Format abgespeichert und für herkömmliche Programme nicht lesbar. Die Akzelerogramme haben einen Zeitschritt von 0.005 Sekunden und dauern 25 Sekunden, was 5000 Datenpunkte ergibt.

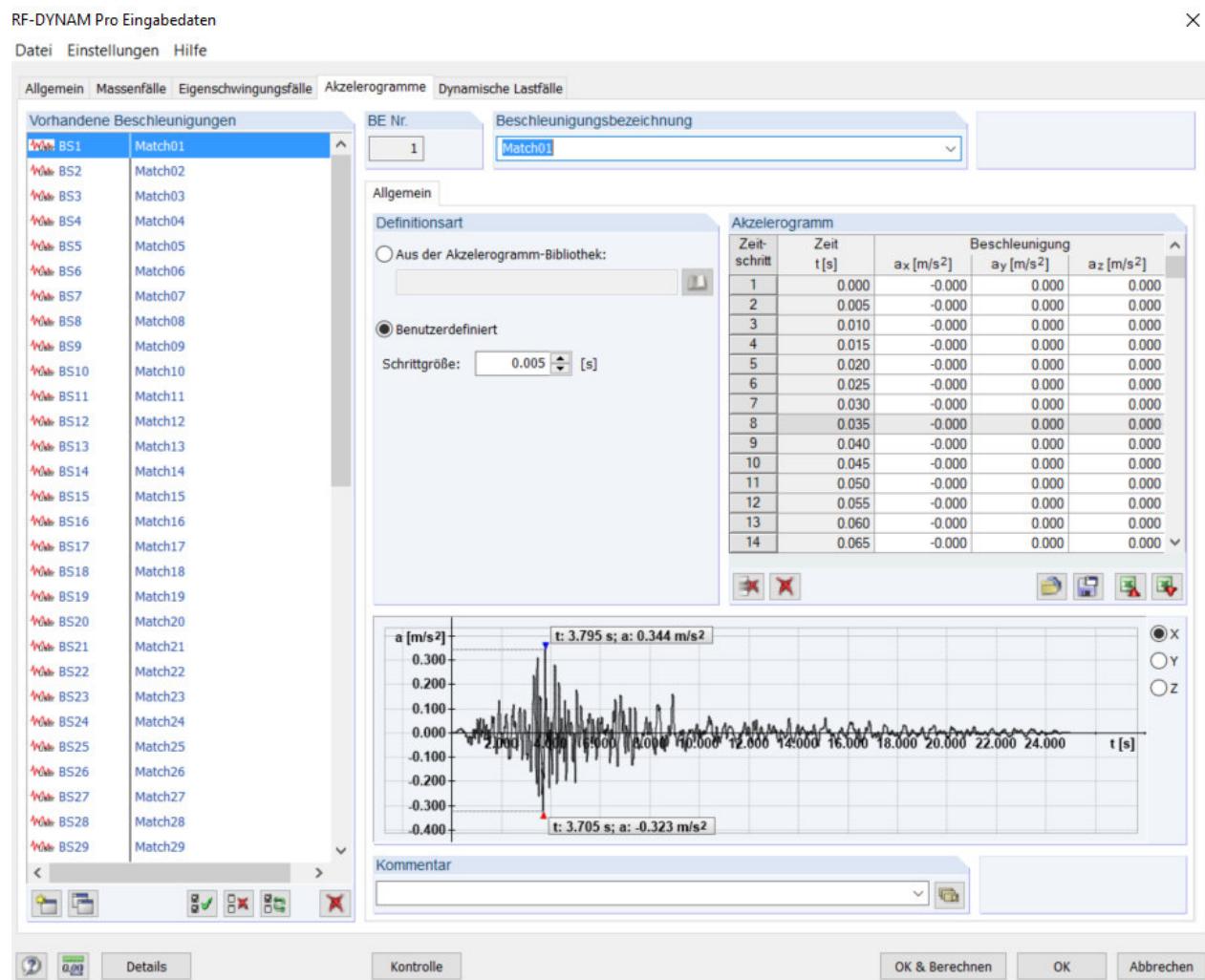


Abbildung 68: Akzelerogramme in RFEM

6.5.5 Dynamischer Lastfall

Nach dem alle Akzelerogramme eingelesen sind, müssen im nächsten Register die dynamischen Lastfälle definiert werden. Als erstes muss das Zeitverlaufsverfahren definiert werden wie in der Abbildung 69 zu sehen ist. Zur Auswahl stehen vier verschiedene Optionen: die lineare modale Analyse, lineare implizite Newmark-Analyse sowie die nichtlineare implizite Newmark-Analyse und die explizite Analyse. Die ersten beiden sind lineare Verfahren und die anderen zwei nichtlineare. In der Folge werden diese vier Verfahren kurz vorgestellt und begründet, weshalb welches verwendet wird.

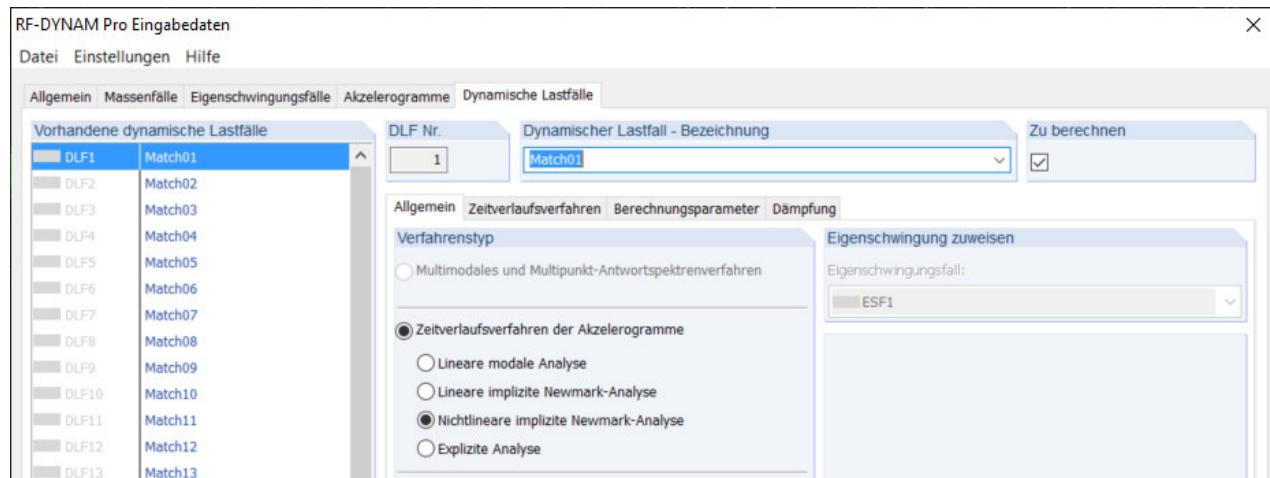


Abbildung 69: Allgemeine Einstellung dynamischer Lastfall

6.5.5.1 Lineare Verfahren: Modalanalyse versus implizit Newmark

Bei den linearen Verfahren werden alle Nichtlinearitäten, welche im Modell eingefügt werden, ignoriert oder ersetzt. So werden aus reinen Zugstäben gewöhnliche Stäbe, die sowohl Zug- als auch Druckkräfte aufnehmen können.

Gemäss (Dlubal Software GmbH 2020) werden bei der Modalanalyse die Eigenwerte und Eigenformen benötigt. Daher muss eine Eigenschwingungsfall bestimmt werden. Dabei wird eine gewisse Anzahl an Eigenwerten benötigt, um genügend genaue Resultat zu erhalten. Aus den Eigenwerten wird ein entkoppeltes System erstellt. Die Lösung dieses Systems wird mit einem impliziten Solver gefunden. Vom Eigenschwingungsfall werden ebenfalls die Einstellungen für die Massenmatrix und die Steifigkeitsänderungen übernommen. Es ist möglich eine Anfangsverformung zu definieren. Im Vergleich zur linearen impliziten Newmark-Analyse ist die Modalanalyse etwas schneller, sobald die Eigenwerte berechnet sind.

Im Gegensatz dazu ist die lineare implizite Newmark-Analyse ein direktes Zeitintegrationsschema. Dieses benötigt genügend kleine Zeitschritte, um exakte Resultate zu liefern, dafür ist keine Eigenschwingungsanalyse erforderlich. Die Massenmatrix wird direkt beim dynamischen Lastfall definiert, dafür stehen Steifigkeitsänderungen und Anfangsverformungen hier nicht zur Verfügung (Dlubal Software GmbH 2020). Da diese jedoch in dieser Arbeit nicht verwendet werden, spielt diese Einschränkung keine Rolle. Die Geschwindigkeit würde für die Modalanalyse sprechen, aber die fällt zu wenig ins Gewicht. Da für die nichtlineare Berechnung ebenfalls mit Newmark gerechnet wird und sonst keine triftigen Gründe für die Modalanalyse sprechen, wird die linear Berechnung ebenfalls mit Newmark durchgeführt. Eine kleine Vergleichsrechnung zeigt wie erwartet nur minimale Differenzen bei den Ergebnissen.

6.5.5.2 Nichtlineare Verfahren: Implizit Newmark versus Explizit

Beide nichtlinearen Verfahren berücksichtigen sämtliche Nichtlinearitäten, welche im Hauptprogramm verwendet werden können. Dafür führen die beiden Verfahren eine grosse Dehnungsverformungsanalyse durch.

Die explizite Analyse eignet sich für kurze Erregungsdauern und sich schnell ändernde Nichtlinearitäten in der Struktur. Sie nutzt die Methode der zentralen Differenzen und ist eindeutig,

weil die unbekannten Werte nur auf der Zeit i basieren und nicht auf der unbekannten Antwort zu der Zeit $i + 1$. Dieses Verfahren ist nur bedingt stabil, da die Zeitschritte Δt kleiner als das stabile Zeitinkrement Δt_{stable} sein müssen (Dlubal Software GmbH 2020). Dies wird in der Regel mit folgender Formel abgeschätzt.

Formel 33

$$\Delta t_{stable} = L^e / c_d$$

Dabei ist L^e die Finite-Elemente-Länge und c_d die Dehnungswellengeschwindigkeit. Da bei dieser Schätzung nicht alle Effekte berücksichtigt sind, muss Δt oftmals kleiner gewählt werden.

Im Gegensatz dazu wird bei der nichtlinearen impliziten Newmark-Analyse die unbekannten Werte zu der Zeit $i+1$ bezogen auf die Werte zu der Zeit i und $i+1$ gesucht. Dafür müssen nichtlineare Gleichungen gelöst werden und Iterations- und Konvergenzkontrollen sind nötig. Dafür ist diese Analyse bedingungslos stabil und es gibt keine obere Stabilitätsgrenze im Zeitschritt Δt . Aber damit die Resultate genügend genau sind, müssen die Zeitschritte genügend klein sein. Es werden Zeitschritte benötigt, die eine oder zwei Ordnungen grösser sind als die bei der expliziten Analyse. Dies ist von der Erregung, der Frequenz der Struktur und der Komplexität der Nichtlinearität abhängig (Dlubal Software GmbH 2020).

Da die Beschleunigungszeitverläufe 5000 Zeitschritte haben, dauert die Anregung relativ gesehen eher lang. Was für die nichtlineare Newmark-Analyse spricht. Leider konnte keine Vergleichsrechnung erstellt werden, da bei der expliziten Berechnung immer Fehlermeldungen auftauchten, weil das Stabilitätskriterium nicht erfüllt wird. Daher wird für diese Arbeit die nichtlineare Newmark-Analyse verwendet.

6.5.5.3 Einstellungen im Register «Zeitverlaufsverfahren»

Im nächsten Schritt müssen im Register «Zeitverlaufsverfahren» weitere Einstellungen getätigt werden. Das Register ist in Abbildung 70 zu sehen. Als erstes müssen die Lager, die angeregt werden sollen, definiert werden. In diesem Fall werden alle Lager angeregt. Anschliessend wird das Akzelerogramm gewählt. Es muss für jedes Akzelerogramm ein eigener dynamischer Lastfall erstellt werden. Bei den Multiplikationsfaktoren wird überall eine Eins eingesetzt, da die Richtungen nicht speziell gewichtet werden und die Anzahl Berechnungen niedrig gehalten werden soll. Jedoch stellt sich die Frage, ob es sinnvoll ist aus jeder Richtung gleichzeitig ein Erdbeben anzusetzen. Ebenfalls wird die Richtung der Akzelerogramme nicht rotiert.

Etwas mehr Überlegungen fordern die Zeitschritte. Es braucht zwei verschiedenen Zeitschritte. Die einen geben an, welche Schritte gespeichert, und die anderen, welche Schritte berechnet werden sollen. Durch die Reduktion der gespeicherten Zeitschritte wird auch die Datenmenge reduziert, was auch die Dateigrösse und die Berechnungszeit verringert und die Leistung bei der Nachbearbeitung der Resultate verbessert. Anderseits müssen genügend Schritte aufgezeichnet werden, damit keine Maxima übersprungen werden (Dlubal Software GmbH 2020).

Um die Zeitschritte zu definierten wird das Nyquist-Shannon-Abtasttheorem benutzt. Diese besagt, dass eine Frequenz mit mindestens der doppelten Frequenz abgetastet werden soll (Wikipedia 2023). Auf diese Arbeit übertragen, muss die Abtastfrequenz f_{abtast} doppelt so schnell als die schnellste Eigenfrequenz des Gebäudes f_{Eigen} sein. Dies wird mit folgender Formell ausgedrückt.

Formel 34

$$f_{abtast} > 2 * f_{Eigen}$$

Da das Modell jedoch sehr viele Freiheitsgrade besitzt, gibt es auch sehr viele Eigenfrequenzen. Um diese zu reduzieren, wird auf die Regel aus der (SIA 261 2020) zurückgegriffen. Diese besagt, dass «die Summe der effektiven modalen Massen der berücksichtigten Schwingungsformen mindestens 90% der Gesamtmasse des Tragwerks erreichen muss». Dies wird mit 30 Eigenformen bei einer Frequenz von 15.8 Hz erreicht. Somit muss mindestens mit einer Frequenz von 31.6 Hz abgetastet

werden. Das heisst etwa alle 0.03 Sekunden. Um noch Sicherheit einzubauen wird dieser Wert nochmals auf 0.015 Sekunden halbiert.

Weiter muss der maximale Zeitwert definiert werden. Dieser definiert wie viele Zeitschritte berechnet werden soll. Die Akzelerogramme haben für eine Dauer von 25 Sekunden Beschleunigungswerte. Hier wird nochmals 5 Sekunden Nachschwingzeit berücksichtigt, um sicher zu stellen, dass keine Maxima verpasst werden. Somit wird der maximale Zeitwert auf 30 Sekunden festgelegt.

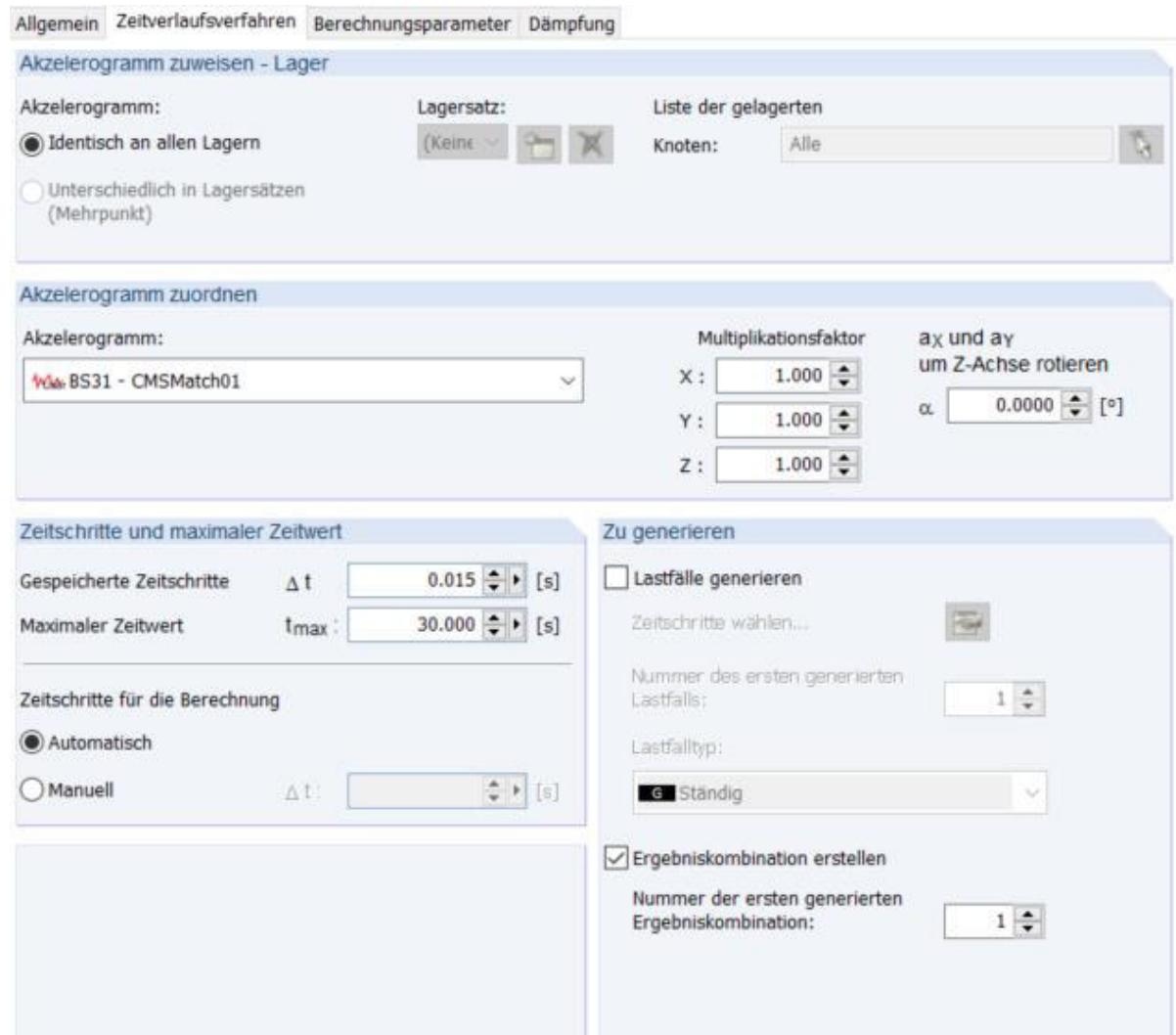


Abbildung 70: Einstellungen im Register Zeitverlaufsverfahren

Anschliessend müssen die Zeitschritte für die Berechnung definiert werden. Dabei muss ein Kompromiss zwischen der Berechnungszeit und der Genauigkeit gefunden werden. Je mehr Schritte desto exakter das Ergebnis, aber auch der Rechenaufwand nimmt zu. Dazu kommt, dass eine nichtlineare Analyse deutlich kleinere Zeitschritte benötigt als eine lineare Analyse. In (Dlubal Software GmbH 2020) wird dazu auf zwei Punkte aus (Stelzmann, Groth und Müller 2008) verwiesen:

- In Bezug auf das Akzelerogramm muss der kürzeste Zeitschritt zwischen zwei Datenpunkten in mindestens sieben Zeitschritte unterteilt werden:

Formel 35

$$\Delta t \leq \frac{\min\{t_{i+1} - t_i\}}{7}$$

- In Bezug auf die Struktur soll die grösste massgebende Eigenfrequenz für die Berechnung des Zeitschrittes verwendet werden:

Formel 36

$$\Delta t \leq \frac{1}{20 * f}$$

- In Bezug auf die Anregung muss ebenfalls die höchste Frequenz berücksichtigt werden:

Formel 37

$$\Delta t \leq \frac{\pi}{10 * \omega}$$

Das Programm bietet zur Wahl der Zeitschritte zwei Auswahlmöglichkeiten an: die Zeitschritte durch das Programm automatisch festzulegen oder diese manuell zu definieren. Bei der automatischen Festlegung durch das Programm nimmt es für die modale Analyse und die lineare und nichtlineare Newmark-Analyse Bezug auf die zugewiesene Anregung. Also wird der Zeitschritt zwischen zwei Datenpunkten des Akzelerogramms in sieben Schritte unterteilt. Die Frequenz der Struktur und Nichtlinearitäten werden nicht berücksichtigt, würden jedoch die geforderten Zeitschritte beeinflussen.

Bei der expliziten Analyse nimmt das Programm automatisch die erforderliche Stabilitätslimite Δt_{stable} . Dies genügt in der Regel für eine ausreichende Genauigkeit. Es werden aber nicht alle relevanten Effekte wie z.B. schnell ändernde Steifigkeiten berücksichtigt. Daher sind manchmal kleinere Zeitschritte nötig, welche manuell definiert werden müssen (Dlubal Software GmbH 2020). Zudem wird empfohlen eine Zeitschritt-Konvergenzstudie durchzuführen.

Wie in den vorangehenden Kapiteln beschrieben, kommt sowohl die lineare und nichtlineare Newmark-Analyse zu Zug. In Bezug auf das Akzelerogramm, welches eine Zeitdifferenz von 0.005 Sekunden zwischen den Datenpunkten hat, sind folgende Zeitschritte nötig:

Formel 38

$$\Delta t \leq \frac{\text{Min}\{t_{i+1} - t_i\}}{7} = \frac{0.005 \text{ s}}{7} = 0.00071 \text{ s}$$

In Bezug auf die Eigenfrequenz von 15.8 Hz werden folgende Zeitschritte gefordert:

Formel 39

$$\Delta t \leq \frac{1}{20 * f} = \frac{1}{20 * 15.8 \text{ Hz}} = 0.0032 \text{ s}$$

Der benötigte Zeitschritt aus dem Akzelerogramm wird massgebend. Somit kann die Einstellung auf automatisch belassen bleiben. Für die nichtlineare Berechnung wird die gleiche Einstellung verwendet und aus Zeitgründen auf eine Konvergenzstudie verzichtet.

Unten rechts können noch Einstellungen zur Resultatausgabe gemacht werden. Wenn der Haken bei «Lastfälle generieren» gesetzt wird, kann eingestellt werden, dass für bestimmte Zeitschritte ein Lastfall generiert wird. Dieser beinhaltet keine Lasten, sondern nur die Ergebnisse des ausgewählten Zeitschrittes. Diese Funktion wird für diese Arbeit nicht verwendet.

Die nächste Funktion «Ergebniskombination erstellen» ist jedoch sehr zentral. Wenn diese ausgewählt wird, wird eine Ergebnismumhüllende mit allen Maximal- und Minimalwerten von allen Zeitschritten erstellt. Die Extremwerte sind anschliessend beim Auswerten von Interessen. So können dann daraus die Maxima bzw. die Minima oder die Mittwerte über alle CMS und UHS gewonnen und diese miteinander verglichen werden.

6.5.5.4 Einstellungen in den Registern «Berechnungsparametern» und «Dämpfung»

Im Register «Berechnungsparameter» (Abbildung 71) können wie beim Eigenschwingungsfall (Kapitel 6.5.3) der Massenfall und der Typ der Massenmatrix gewählt werden. Nur die Einheitsmatrix steht nicht zur Verfügung, da diese in diesem Fall keinen Sinn ergibt. Hier werden aus denselben Gründen wie beim Eigenschwingungsfall die gleichen Einstellungen verwendet. Zu erwähnen ist, dass bei den Modellen mit den Holzwänden diese Einstellung nicht ganz korrekt ist, da auf Grund der unterschiedlichen Steifigkeit der Wände das Zentrum der Massen und das Zentrum der Steifigkeit weiter auseinander liegen und so die Effekte der Torsion grösser werden. Dieser Fehler wurde aber leider erste nach der Berechnung und Auswertung festgestellt und aus Zeitgründen nicht mehr korrigiert.

Ebenfalls gibt es die Schaltfläche, mit der direkt die allgemeinen FE-Netz-Einstellungen bearbeitet werden können. Diese werden bereits oben beschrieben und festgelegt.

Im letzten Bereich wird noch die Anfangsbedingung oder der stationäre Zustand definiert. Wenn die «Anfangsbedingung» gewählt wird, wird für den Zeitpunkt $t = 0$ die Bedingungen des ausgewählten Lastfalls oder der Lastfallkombination importiert. Fällt die Wahl auf den «stationären Zustand», werden die Bedingungen für die gesamte Zeit importiert. Nebst den Lasten und Verformungen werden auch die Steifigkeitsänderungen berücksichtigt. Zusätzlich werden bei nichtlinearen Analysen auch die Zustände der Nichtlinearität importiert. Da in dieser Arbeit nur die horizontalen Kräfte aus den Erdbeben auf die Wände interessieren, ist es überflüssig die Bedingungen zu importieren. Die Bedingungen sind in diesem Fall nur für die vertikalen Auswirkungen von Bedeutung.

Die Dämpfung wurde schon bei der Erstellung der Antwortspektren mit $\xi = 5\%$ berücksichtigt, daher wird sie bei diesen Einstellungen nicht nochmal eingegeben, da sie sonst doppelt mitberechnet würde.

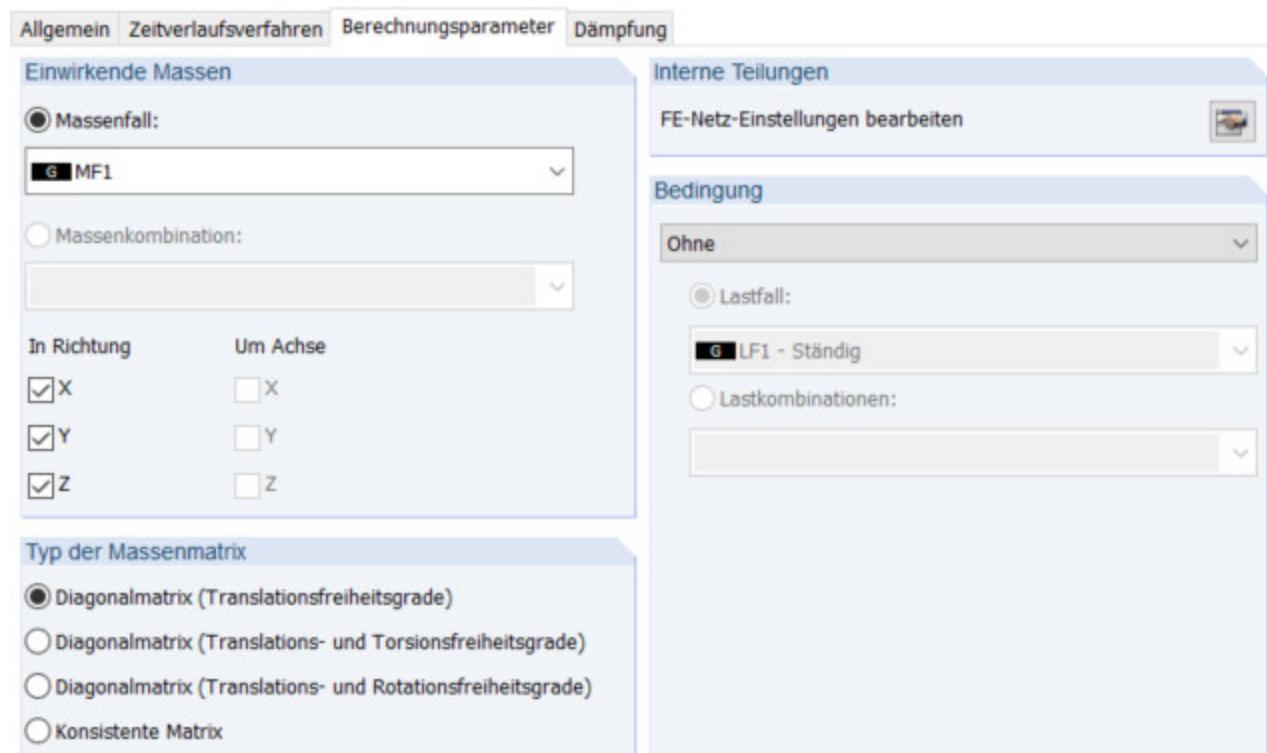


Abbildung 71: Register Berechnungsparameter

Somit sind sämtliche Einstellungen gemacht und die Berechnungen können gestartet werden.

Um CMS und UHS miteinander zu vergleichen sind nicht alle Einstellungen von Bedeutung. Wichtiger ist, dass bei beiden Berechnungen mit den gleichen Einstellungen gearbeitet wird.

6.6 Kontrollmodell

Um das Modell zu überprüfen, werden die Eigenfrequenzen des Modells 1 ebenfalls mit den Programmen von Cubus berechnet. Im Programm Cedrus 9 wird das Gebäude modelliert. Dort wird im ersten Schritt das Material konfiguriert (Abbildung 72). Standardmässig hat Beton C25/30 in Cubus ein E-Modul von $32'100 \text{ N/mm}^2$ und ein G-Modul von $13'720 \text{ N/mm}^2$, daher müssen diese an die Werte des (EC2 2011) angepasst werden, da in den anderen Modellen auch mit diesem Wert gerechnet wird.

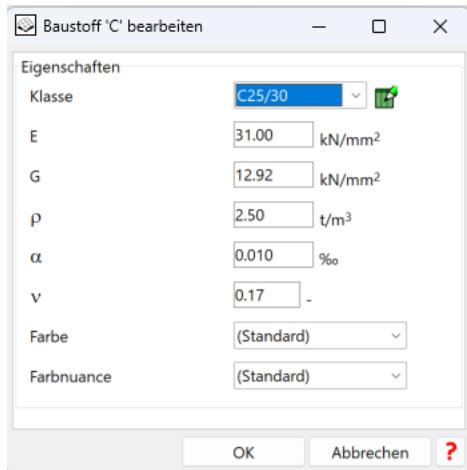


Abbildung 72: Eigenschaften des Betons in Cubus

Anschliessend kann die Deckenplatte modelliert, wie sie in der Abbildung 73 ersichtlich ist. Zuerst wird der Grundriss der Platte eingegeben. Anschliessend wird dem Grundriss die Dicke von 300 mm und das Material zugewiesen. Dann können die Stützen und die Wände eingefügt werden. Zu beachten ist, dass die Wände um die schwache Achse gelenkig gelagert sind. Dies ist dem Programm als Standard hinterlegt. Am Schluss wird noch die Belastung von 2 kN/m^2 und die Eigenlast der Konstruktion eingefügt. Diese Decke kann nun für das Plattenstapelmodell drei-mal für jedes Stockwerk kopiert werden, wobei beim Dach die Auflast wieder gelöscht werden muss.

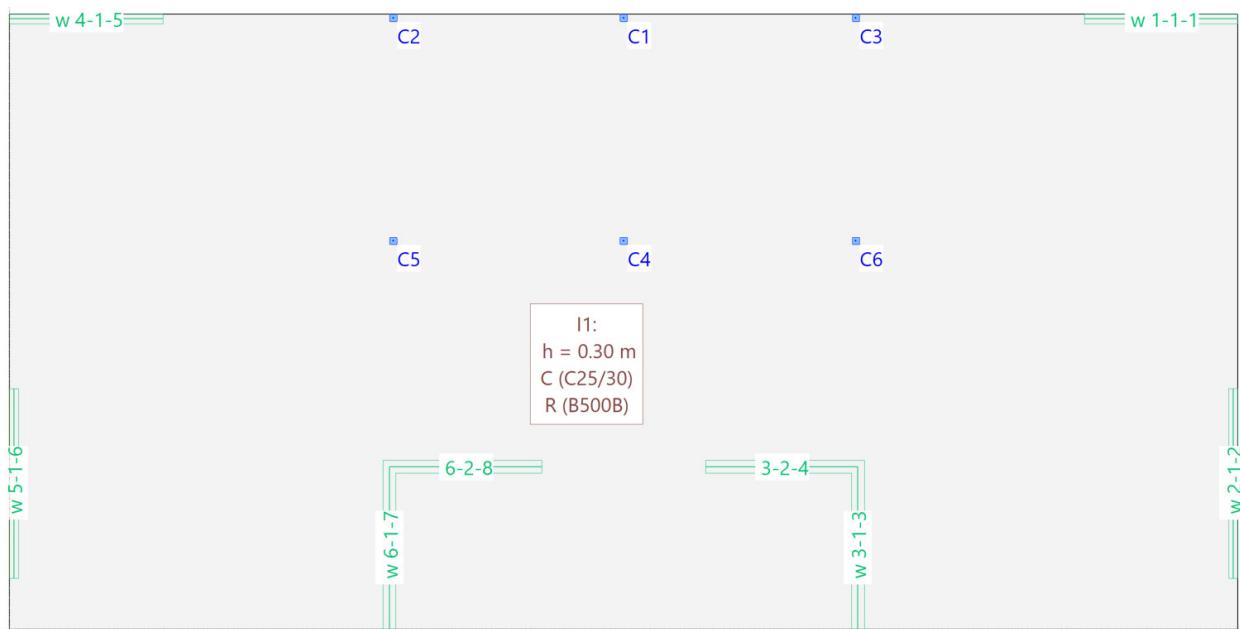


Abbildung 73: Cedrusmodell der Deckenplatte

Aus diesem Plattenstapelmodell kann ein Stabmodell für die Zeitverlaufsanalyse generiert werden. Zuerst müssen dafür die Optionen (Abbildung 74) eingestellt werden. Für die Generierung des Stabmodells wird zwingend ein Antwortspektrum benötigt, das dem Stabmodell mitgeben und so

automatisch eine Berechnung für Antwortspektrenverfahren konfiguriert wird. Jedoch ist dies für die Berechnung der Eigenfrequenzen nicht von Bedeutung, daher wird der Standardvorschlag des Programms übernommen. Das unterste Geschoss wird als Einspanngeschoss definiert und da das Gebäude kein Untergeschoss besitzt, gibt es kein Einbindegeschoss. Die EI-Faktoren (Steifigkeitsfaktoren) werden auf eins gesetzt, da bei den RFEM-Modellen die Steifigkeit auch nicht reduziert ist. Der EA-Faktor der Stütze wird automatisch auf 100 gesetzt, damit die Axialschwingungen der Stützen das Resultat nicht verfälschen. Der Faktor eins hat daher keine Bedeutung, wenn der Haken bei automatisch gesetzt ist. Da in RFEM die Decken als Fläche modelliert sind, werden hier den Geschossen die Plattensteifigkeit mitgegeben. Die anderen beiden Register sind für die Berechnung der Eigenfrequenz nicht relevant. Wenn alles konfiguriert ist, kann das Stabmodell generiert werden und «Statik 9» öffnet sich.

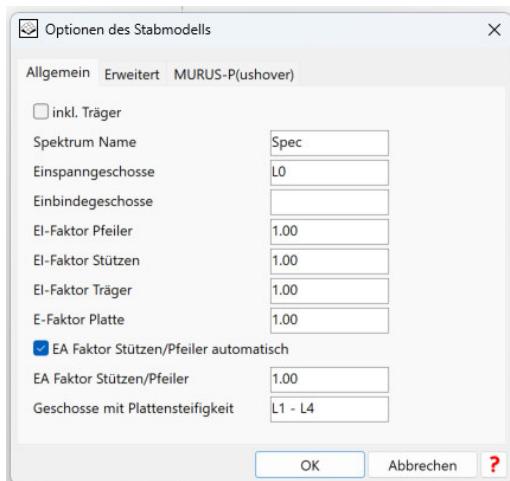


Abbildung 74: Exporteinstellungen in Cedrus

In «Statik 9» ist schon alles vorbereitet für die Eigenwertberechnung. Es müssen nur noch die Lasten und die Einstellungen der Eigenwertberechnung (Abbildung 75) überprüft werden. Die Anzahl Eigenwerte wird vom Programm auf zehn gesetzt. Diese Zahl muss überprüft werden. Bei der Berechnung der Eigenwerte muss der Anteil der angeregten modalen Masse bei total 90% liegen. Ist der Wert tiefer, muss in diesem Fenster die Anzahl der Eigenwerte noch oben korrigiert werden. Für dieses Modell reichen zehn Eigenwerte. Darunter wird die Massenverteilung zugewiesen, welche auch automatisch generiert wird und korrekt ist. Somit ist alles parat und die Berechnung kann gestartet werden.

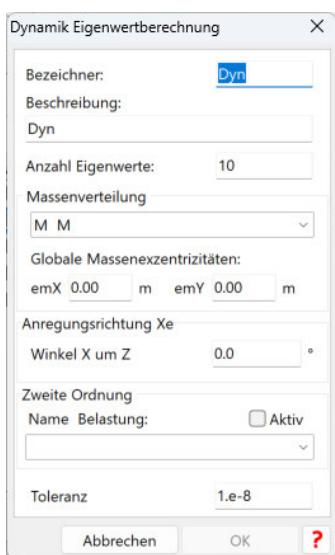


Abbildung 75: Einstellungen der Eigenwertberechnung in «Statik 9»

7 Ergebnisse und Analyse

Nachdem die Modelle erstellt sind, kann die Berechnung gestartet werden. Jedes der drei Modell wird einmal mit den 30 CMS-Beschleunigungszeitverläufen und einmal mit den UHS-Beschleunigungszeitverläufen berechnet. In der Tabelle 3 sind die sechs Modellkonfigurationen aufgelistet. Zusätzlich wird die Eigenfrequenz der Modelle in RFEM und im Kontrollmodell in den Programmen von Cubus berechnet.

Tabelle 3: Modellkonfigurationen

Modell Nr.	Zeitverlauf	Zeitverlaufsverfahren	Material
1	UHS	linear	Beton
2	CMS	linear	Beton
3	UHS	nichtlinear	Beton
4	CMS	nichtlinear	Beton
5	UHS	linear	Beton und Holz
6	CMS	linear	Beton und Holz

Diese Modelle werden alle einzeln berechnet. Der Zeitaufwand für die lineare Zeitverlaufsanalysen ist überschaubar. Der Computer benötigt ca. zwei Stunden, um ein Modell mit den 30 Beschleunigungszeitverläufe zu berechnen. Während das Modell eine Datenmenge von wenigen Kilobyte umfasst, steigt die Datenmenge mit den Resultaten auf ca. 27 Gigabyte. Dies verdeutlicht, wie viele Rechnungsschritte durchgeführt und abgespeichert werden müssen. Beim nichtlinearen Zeitverlaufsverfahren ist der Zeitaufwand wesentlich grösser. Die Berechnung dauert über einen Tag für ein Modell mit 30 Zeitverläufen. Zudem ist die Datenmenge so gross, dass jeweils nur sechs Zeitverläufe berechnet werden können. Die Resultate dieser sechs Zeitverläufe ergaben Daten von mehreren 100 Gigabyte. Die Festplatte hat aber nur eine freie Speicherkapazität von 500 Gigabyte. Daher müssen die gewünschten Resultate exportiert und in RFEM gelöscht werden, bevor die nächsten sechs Zeitverläufe berechnet werden können.

Von Praxistauglichkeit kann bei diesem Aufwand für die nichtlineare Zeitanalyse für dieses Modell nicht gesprochen werden. Durch die Modellierung mit Flächen statt Stäben nimmt der Berechnungsaufwand zu stark zu. Um das Modell und die Berechnungsparameter weiter zu optimieren, fehlt leider im Rahmen dieser Thesis die Zeit. Mit einer Konvergenzanalyse könnte überprüft werden, ob das FE-Netz noch weiter vergröbert, die Berechnungsschritte vergrössert oder das Materialmodell vereinfacht werden könnte. Ein vielversprechender Ansatz ist wie schon besprochen in der amerikanischen Norm zu finden ist. Die Nichtlinearität wird in plastischen Gelenken modelliert. So könnte mit einem Stabmodell gearbeitet werden. Bei Dlubal ist diese Funktion noch in Entwicklung (Eichner 2023).

In den folgenden Kapiteln werden nun die Ergebnisse vorgestellt. Im ersten Schritt werden die Modelle anhand der Eigenfrequenzen einander gegenübergestellt. So kann überprüft werden, ob sie sich ähnlich Verhalten. Dann werden die Resultate der Zeitverlaufsanalyse der verschiedenen Modelle miteinander verglichen.

7.1 Vergleich der Eigenfrequenzen

Die Eigenfrequenz hängt von der Masse und der Steifigkeit des Gebäudes ab. Sind die Eigenfrequenzen und Massen gleich, muss auch die Gebäudesteifigkeit gleich sein. Da hier jedes Modell dasselbe Gebäude mit denselben Wänden und Materialien abbildet und die Massen gleich sind, kann davon ausgegangen werden, dass die Modelle auch ähnlich funktionieren und die Resultate vergleichbar sind. Im Umkehrschluss muss bei grossen Abweichungen der Eigenfrequenzen davon ausgegangen werden, dass bei der Modellierung Fehler unterlaufen sind. Ein Beispiel eines solchen Fehlers sind Unterschiede bei den Gelenkbedingungen.

Die gesamte Masse inklusive Auflast beträgt von Modell 1 und Modell 3 genau je 11642 kN und vom Cubus-Modell 11988 kN. Das ist eine Abweichung von 3 Prozent, welche vernachlässigt werden kann. Das bedeutet, dass die Materialien und die Bauteile der verschiedenen Modelle übereinstimmen. Unterschiede bei der Eigenfrequenz müssen also auf Unterschiede bei der Modellsteifigkeit hinweisen.

In der Abbildung 76 sind oben die ersten Eigenfrequenzen und unten der dazugehörige Anteil der angeregten modalen Masse zu sehen. Es sind nur die Werte der Modelle 1, 3 und 5 abgebildet. Die Modelle 2, 4 und 6 sind identisch mit der jeweils um eins tieferen Modellnummer (Tabelle 3). Für die Eigenfrequenz wird wie bei den Antwortspektren eine logarithmische Skala verwendet. So kommt das Verhältnis der Abweichungen besser zur Geltung.

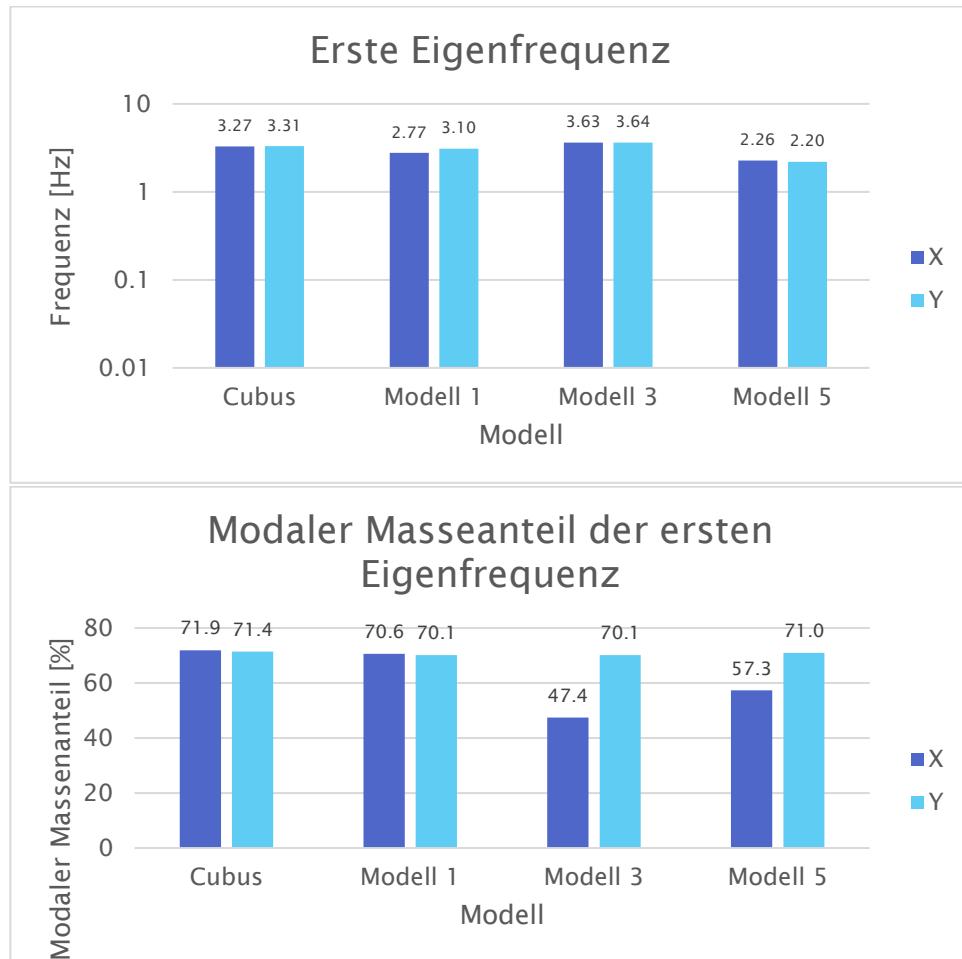


Abbildung 76: Erste Eigenfrequenz und modaler Massenanteil

Zu erkennen ist, dass die Eigenfrequenzen relativ nah beieinander liegen. Wie zu erwarten ist, hat das Modell 5 die niedrigste Eigenfrequenz, da die Außenwände in der Holzrahmenbauweise erstellt sind. Diese sind deutlich weniger Steif als Betonwände und somit ist auch die Gebäudesteifigkeit niedriger.

Interessanter ist der Vergleich zwischen dem Cubus-Modell, dem Stabmodell in RFEM (Modell 1) und den Flächenmodell in RFEM (Modell 3). Das Flächenmodell hat die höchste Steifigkeit, gefolgt vom Cubus-Modell. Das Stabmodell von RFEM hat die niedrigste Steifigkeit. Die Differenz ist zu niedrig, um einen groben Fehler zu vermuten, aber zu hoch, um sie zu ignorieren. Daher werden die Modelle genauer untersucht, um eine mögliche Erklärung zu finden.

Der grösste Unterschied zwischen den Modellen besteht im Anschluss der Wände an die Decke. Zwar sind alle Wände in der schwachen Achse gelenkig und in der starken Achse biegesteif angeschlossen, aber dieser biegesteife Anschluss ist in jedem Modell etwas anders ausgeführt. Beim Stabmodell ist die Decke jeweils genau an einem Punkt an die Wand angeschlossen. Hingegen beim Flächenmodell

ist die Decke über die ganze Länge der Wand mit dieser verbunden. So ist der Abstand zwischen den Wänden geringer und die Decke kann sich weniger stark verbiegen. Daher ist die Rahmenwirkung zwischen Wänden und Decke grösser und das Modell deshalb steifer. Aber wie ist nun zu erklären, dass das Cubus-Modell dazwischen liegt?

Bei den automatischen generierten Stabmodellen von Cubus werden bei den Wänden sogenannte Polygonallager (Abbildung 77) eingefügt. Wie diese genau funktionieren, ist in den Handbüchern nicht beschrieben. Diese werden verwendet, um Flächenlasten auf den einzelnen Geschossebenen abzutragen (Cubus AG (Statik) 2023). Die Vermutung liegt nahe, dass diese auch einen gewissen Einfluss auf die Rahmenwirkung haben. Ein anderer Punkt, der auch nicht ganz klar ist, ist die Deckensteifigkeit. Diese wird ebenfalls automatisch generiert. Je nachdem, wie diese Membran funktioniert, könnte sie ebenfalls einen Einfluss haben. Da eine plausible Erklärung für die Unterschiede gefunden ist, wird davon ausgegangen, dass die Modelle in Ordnung sind.

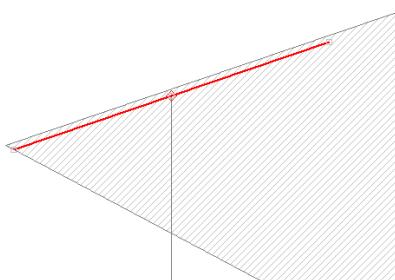


Abbildung 77: Polygonallager (rot)

Eine grössere Herausforderung ist, dass die Ankerpunkte der CMS, welche bei 5Hz liegen nicht exakt mit den Eigenfrequenzen übereinstimmen. Wie in (Walti 2021) erläutert ist, werden die Ergebnisse der CMS unterschätzt, wenn die Eigenfrequenz vom Ankerpunkt abweicht. Daher ist davon auszugehen, dass wenn mit den passenden CMS gerechnet würde, die Verbesserung etwas geringer ausfallen würde, als sie jetzt festgestellt wurden. Der Unterschiede wird aber nur um ein paar Prozentpunkte liegen. Diese werden im nächsten Kapitel genauer untersucht.

7.2 Model 1 und Modell 2 Beton

Die Ergebnisse werden für die Anschlusskräfte der Wände in das Fundament aufgelistet. Hier sind die grössten Kräfte zu erwarten. In der Abbildung 78 sind die Nummern der untersten Knoten der Stäbe zu sehen, welche auch in den Tabellen verwendet werden.

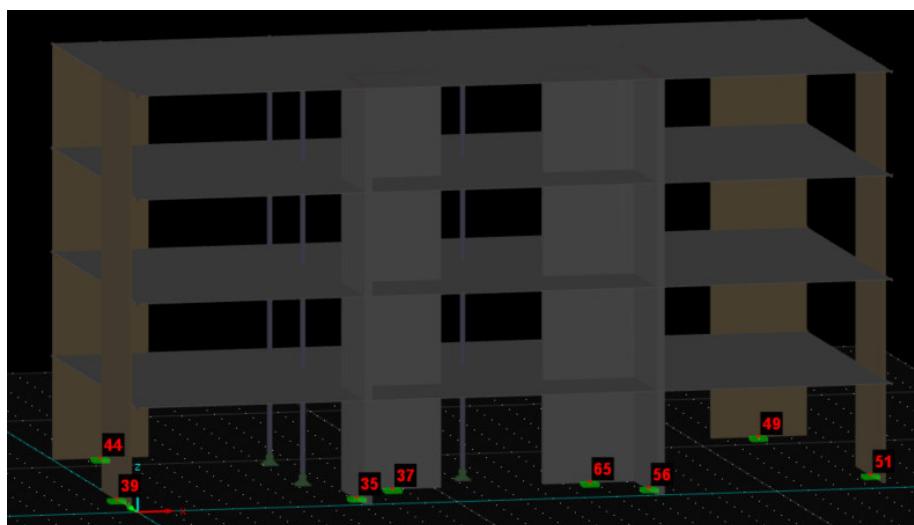


Abbildung 78: Knotennummierung

In der Tabelle 4 sind die Mittelwerte der Schnittkräfte bei den Wandfüßen für die jeweiligen Nummern abgebildet. Es sind die Schubkräfte in der starken und schwachen Achse sowie die Momente um die starke und schwache Achse dargestellt. Daneben ist jeweils das Verhältnis der Ergebnisse von Modell 2 zu Modell 1 angeben. Die Normalkräfte werden nicht untersucht, da die Anregung in vertikaler Richtung für Hochbauten in der Regel vernachlässigt wird. Auch die Torsionskräfte der Wände werden nicht untersucht, da diese bei dieser Wandanordnung nicht massgebend werden.

Tabelle 4: Mittelwerte der Schnittkräfte des Gebäudes aus Beton: Modell 1 mit UHS und Modell 2 mit CMS berechnet

Knoten Nr.	Schubkräfte						Schnittmomente					
	F _x [kN]			F _y [kN]			M _y [kNm]			M _z [kNm]		
	Modell 1	Modell 2	÷	Modell 1	Modell 2	÷	Modell 1	Modell 2	÷	Modell 1	Modell 2	÷
35	433.9	353.3	0.81	28.3	23.6	0.83	3026.7	2504.3	0.83	55.1	47.2	0.86
37	539.4	450.9	0.84	20.1	16.7	0.83	3306.4	2884.5	0.87	37.7	31.5	0.84
39	436.3	362.2	0.83	13.7	11.6	0.85	3360.8	2817.8	0.84	25.3	21.6	0.85
44	330.1	276.9	0.84	9.6	8.1	0.84	2213.7	1945.0	0.88	16.7	14.0	0.84
49	331.1	277.0	0.84	9.6	8.0	0.83	2216.4	1945.8	0.88	16.5	13.9	0.84
51	435.7	357.9	0.82	13.6	11.5	0.85	3332.3	2792.4	0.84	25.0	21.6	0.86
56	431.0	353.7	0.82	28.1	23.6	0.84	3020.1	2497.8	0.83	55.2	47.3	0.86
65	539.2	449.4	0.83	20.0	16.4	0.82	3305.9	2883.9	0.87	38.1	31.5	0.83

Die Schubkräfte sind bei Modell 2, also der Berechnung mit CMS, zwischen 15 und 19 Prozent niedriger. Bei den Momenten ist der Unterschied etwas geringer: zwischen 12 und 17 Prozent. Der Unterschied zwischen den Ergebnissen für UHS und CMS sind in Vergleich zu (Walti 2021) grösser. Dort liegen die grössten Differenzen für einzelne Bauteile bei maximal 15 Prozent. Für das gesamte Bauwerk jedoch nur bei maximal 8 Prozent. Dies hat folgende Gründe:

- Der Ankerpunkt der CMS liegt bei einer Frequenz von 5 Hertz. Hingegen ist die Eigenfrequenz dieses Modells bei 2.77 Hertz in X-Richtung und 3.1 Hertz in Y-Richtung. Das bedeutet, dass die Anregung nicht bei der schlimmstmöglichen Frequenz liegt. Daher werden die Ergebnisse der Berechnung mit CMS etwas unterschätzt. Bei (Walti 2021) werden daher die Modelle angepasst, so dass die Eigenfrequenzen besser mit den Ankerpunkten übereinstimmen.
- (Walti 2021) berücksichtigt die Zeitverläufe mit verschiedenen Ankerpunkten. Bei 1 Hertz, 5 Hertz und 20 Hertz, da die Brücken in die verschiedenen Richtungen stark unterschiedliche Eigenfrequenzen haben. Wie bereits in Kapitel 3.4.4 erwähnt, verringert die Berechnung mit mehreren unterschiedlichen Ankerpunkten den Vorteil von CMS gegenüber UHS. Dies ist aber notwendig, wenn grosse Unterschiede bei den massgebenden Eigenfrequenzen vorhanden sind. Bei Gebäuden ist aber damit eher nicht zu rechnen. In der Regel werden sowohl in der Y-, als auch der X- Richtung ähnlich viele Wände mit ähnlichen Dimensionen verwendet. Es ist sogar möglich diesen Punkt bei der Planung ein Stückweit zu berücksichtigen, damit die Steifigkeit in beide Richtungen ähnlich ist.

Aus dem zweiten Punkt kann geschlossen werden, dass der Vorteil der Berechnung von Gebäuden mit CMS grösser ist als bei Brücken. Um diese These zu überprüfen, wird die Steifigkeit des Betons der Modelle 1 und 2 erhöht bis die Eigenfrequenz des Gebäudes den Ankerpunkt von 5 Hertz erreicht. Dabei wird darauf geachtet, dass das Elastizitätsmodul und das Schubmodul im rechten Verhältnis zueinanderstehen und die Querkontraktionszahl bei 0.2 bleibt. Bei einem Elastizitätsmodul von 90'000 N/mm² und bei einem Schubmodul von 37'500 N/mm² liegt die Eigenfrequenz im gewünschten Bereich. So wird in X-Richtung eine Eigenfrequenz von 4.7 Hertz und in Y-Richtung eine Eigenfrequenz von 5.3 Hertz erreicht. Anschliessend wird die Berechnung mit CMS und UHS so nochmals durchgeführt.

In der Tabelle 5 sind die Resultate dieses Versuchs abgebildet. Als erstes fällt auf, dass die Schnittkräfte generell höher sind als in der Tabelle 4. Dies erstaunt nicht, wenn die Antwortspektren in der Abbildung 4 aus der (SIA 261 2020) mit diesen Resultaten verglichen werden. Grundsätzlich hat das, den CMS und UHS zugrundeliegende, Antwortspektrum eine ähnliche Form. Obwohl dieses Antwortspektrum für diese Thesis nicht zur Verfügung steht, kann daraus geschlossen werden, dass sich die Modelle 1 und 2 auf dem absteigenden Ast des Spektrums befinden. Die Modelle mit der erhöhten Steifigkeit befinden sich weiter oben auf diesem Ast oder sogar auf dem Plateau.

Tabelle 5: Mittelwerte der Schnittkräfte des Gebäudes aus Beton mit erhöhten Steifigkeitswerten: Modell 1 mit UHS und Modell 2 mit CMS berechnet

Knoten Nr.	Schubkräfte						Schnittmomente					
	F _z [kN]			F _y [kN]			M _y [kNm]			M _z [kNm]		
	Modell 1	Modell 2	÷	Modell 1	Modell 2	÷	Modell 1	Modell 2	÷	Modell 1	Modell 2	÷
35	535.3	495.9	0.93	34.1	31.1	0.91	4157.9	3919.5	0.94	70.6	64.8	0.92
37	646.7	580.0	0.90	24.9	22.6	0.91	4501.0	4106.4	0.91	50.9	46.7	0.92
39	545.1	507.2	0.93	15.5	13.7	0.89	4638.2	4383.4	0.95	31.4	28.4	0.90
44	402.4	359.0	0.89	11.2	10.1	0.90	3036.9	2756.8	0.91	21.5	19.8	0.92
49	403.0	359.2	0.89	11.3	10.2	0.91	3038.0	2758.2	0.91	21.5	19.9	0.92
51	554.1	508.3	0.92	15.5	13.8	0.89	4712.8	4384.8	0.93	31.4	28.4	0.90
56	538.7	494.1	0.92	34.4	30.9	0.90	4212.0	3922.0	0.93	71.1	64.6	0.91
65	647.1	579.2	0.90	24.6	22.2	0.90	4500.4	4106.1	0.91	50.1	46.2	0.92

Wenn die Differenzen der beiden modifizierten Modelle angeschaut werden, fällt auf, dass sie deutlich niedriger sind als bei den nicht modifizierten Modellen. Bei den Schubkräften sind die Werte für die CMS in die schwache Achse zwischen 9 und 11 Prozent und in die starke Achse zwischen 7 und 11 Prozent niedriger. Bei den Momenten ist das Bild ähnlich: um die starke Achse ist die Differenz zwischen 5 und 9 Prozent und um die schwache Achse zwischen 8 und 10 Prozent tiefer. Dass die Differenz für die modifizierten Modelle fast nur halb so gross ist wie die der nicht modifizierten, zeigt die Bedeutung des Ankerpunktes. Was jedoch nicht klar ist, ob die Differenz bei den Modellen ohne Modifikation ebenfalls in diesem Rahmen ausfallen würde, wenn der Ankerpunkt auf die Modelle abgestimmt wäre. Die Möglichkeit besteht, dass die Differenz nicht für alle Frequenzen gleich gross ist.

Bei (Walti 2021) sind die Schnittkräfte über die gesamten Bauwerke betrachtete zwischen 5 und 7 Prozent niedriger. Beim modifizierten Modell sind es zwischen 8 und 10 Prozent. Somit ist die Berechnung mit CMS für dieses Modell günstiger als bei den Brücken, wo mehrere Ankerpunkte verwendet werden. Jedoch lässt sich die Aussage auf Grund eines Modells nicht verallgemeinern. Ein Aspekt wird nicht berücksichtigt. Die Steifigkeit des Gebäudes nimmt durch das Reissen des Betons während des Erdbebens ab und somit auch die Eigenfrequenz.

Eine andere Frage ist, welcher Wert verglichen werden soll. Oben werden wie bei (Walti 2021) die Mittelwerte verglichen. In der Tabelle 6 ist zu erkennen, dass es nicht sinnvoll ist, die Extremwerte für den Vergleich heranzuziehen. Dort werden nun die Maximalwerte miteinander verglichen. Es sind die Schnittkräfte der gleichen Punkte wie bei der Tabelle 4 zu sehen sind. Die Punkte 35, 39, 51 und 56 stehen für die Wände in die Y-Richtung und die Punkte 37, 44, 49 und 65 für die Wände in X-Richtung. Wenn die Differenzen der beiden Modelle den Richtungen zugeordnet werden, ergibt sich folgendes Bild: In Y-Richtung haben die Schubkräfte eine Differenz zwischen 25 und 29 Prozent und die Momente zwischen 17 und 23 Prozent. Dagegen sind die Differenzen in X-Richtung geringer. Bei den Schubkräften ist die Differenz zwischen 4 und 10 Prozent und bei den Momenten zwischen 5 und 7 Prozent.

Dies liegt an der Erstellung der CMS. Diese werden mit Zufallszahlen generiert. So kann es Beschleunigungskurven geben, die ausreissen. Da die Anregungen in Y- und X-Richtung

unterschiedlich sind, reissen die maximale Anregungen bzw. die Resultate auch unterschiedlich nach oben aus. Daher werden für die anderen Modelle nur die Mittelwerte miteinander verglichen.

Tabelle 6: Extremwerte der Schnittkräfte des Gebäudes aus Beton: Modell 1 mit UHS und Modell 2 mit CMS berechnet (grün: Wände in Y-Richtung, blau: Wände in X-Richtung)

Knoten Nr.	Schubkräfte						Schnittmomente					
	F _Z [kN]			F _Y [kN]			M _Y [kNm]			M _Z [kNm]		
	Modell 1	Modell 2	÷	Modell 1	Modell 2	÷	Modell 1	Modell 2	÷	Modell 1	Modell 2	÷
35	716.1	511.3	0.71	53.1	48.4	0.91	4700.1	3834.1	0.82	111.8	104.0	0.93
37	1012.1	967.1	0.96	33.4	23.7	0.71	7123.4	6704.7	0.94	59.2	46.9	0.79
39	686.8	509.8	0.74	25.0	23.8	0.95	5064.4	4222.9	0.83	50.7	48.1	0.95
44	623.7	597.5	0.96	14.6	11.0	0.75	4797.1	4512.6	0.94	25.4	19.5	0.77
49	624.2	598.5	0.96	14.5	10.7	0.74	4800.7	4515.9	0.94	24.1	18.6	0.77
51	667.2	516.9	0.77	25.3	22.9	0.91	5186.7	4172.1	0.80	49.8	47.0	0.94
56	720.5	511.4	0.71	53.7	48.6	0.90	4800.5	3776.6	0.79	111.7	104.6	0.94
65	1011.9	967.2	0.96	30.5	23.1	0.76	7130.0	6700.3	0.94	57.8	45.9	0.79

Ein anderer Punkt, der auffällt ist die grosse Streuung. Der Maximalwert ist fast doppelt so hoch wie der Mittelwert. Da stellt sich die Frage mit welchem Wert die Bemessung durchgeführt werden sollte. Hier müssen probabilistische Überlegungen gemacht werden, die nicht Teil dieser Thesis sind.

7.3 Modell 5 und Modell 6 Beton und Holz

Als nächstes werden die Resultate der Modelle 5 und 6 untersucht. Bei diesen sind die Aussenwände in der Holzrahmenbauweise erstellt und werden von den Knoten 39, 44, 49 und 51 repräsentiert. Die Ergebnisse sind in der Tabelle 7 aufgelistet. Da Holzrahmenwände um die schwache Achse keine Momente aufnehmen können, sind die Stäbe um die schwache Achse gelenkig angeschlossen, daher gibt es in dieser Achse keine Kräfte.

Tabelle 7: Mittelwerte der Schnittkräfte des Gebäudes aus Beton und Holz: Modell 5 mit UHS und Modell 6 mit CMS berechnet (rot: Holzrahmenwände, orange: Betonwände)

Knoten Nr.	Schubkräfte						Schnittmomente					
	F _Z [kN]			F _Y [kN]			M _Y [kNm]			M _Z [kNm]		
	Modell 5	Modell 6	÷	Modell 5	Modell 6	÷	Modell 5	Modell 6	÷	Modell 5	Modell 6	÷
35	948.4	787.3	0.83	31.3	25.4	0.81	5347.4	4418.8	0.83	61.1	49.7	0.81
37	628.3	509.9	0.81	29.3	23.7	0.81	3628.5	2949.1	0.81	59.8	49.3	0.82
39	29.7	24.6	0.83	0.1	0.1		388.4	316.5	0.81	0.0	0.0	
44	13.7	11.0	0.80	0.1	0.1		118.8	96.4	0.81	0.0	0.0	
49	13.6	11.0	0.81	0.1	0.1		117.6	96.3	0.82	0.0	0.0	
51	30.0	24.5	0.82	0.1	0.1		389.2	314.8	0.81	0.0	0.0	
56	961.8	778.5	0.81	31.7	25.7	0.81	5345.7	4312.1	0.81	61.9	49.9	0.81
65	627.0	509.7	0.81	29.4	24.2	0.82	3628.3	2950.4	0.81	59.8	48.5	0.81

Hier fallen verschiedene Aspekte auf. Beim Modell 6, der Berechnung mit CMS, sind die Schubkräfte zwischen 17 und 20 Prozent niedriger als bei Modell 5, der Berechnung mit UHS. Die Momente sind zwischen 17 und 19 Prozent niedriger. Die Differenz ist grösser als bei den Modellen 1 und 2, die nur Betonwänden haben. Dies ist auf die grössere Abweichung zum Ankerpunkt bei 5 Hertz zurückzuführen. Die Eigenfrequenz des Modells liegt bei 2.26 Hertz in X-Richtung und 2.2 Hertz in Y-Richtung. Das heisst die Eigenfrequenz ist in X-Richtung um 0.5 Hertz und in Y-Richtung um 0.9 Hertz niedriger als beim Modell 1. Somit erstaunt es nicht, dass die Differenz grösser ist und es belegt erneut die Wichtigkeit der passenden Ankerpunkte. Jedoch ist die Differenz nur leicht grösser. Das

könnte darauf hinweisen, dass bezüglich der Abweichung der Eigenfrequenz zum Ankerpunkt eine gewisse Toleranz besteht. Wenn dies der Fall ist, würde es genügen für den Hochbau ein paar Zeitverläufe für bestimmte Eigenfrequenzen zu normieren und die CMS müssten nicht für jede Eigenfrequenz neu bestimmt werden.

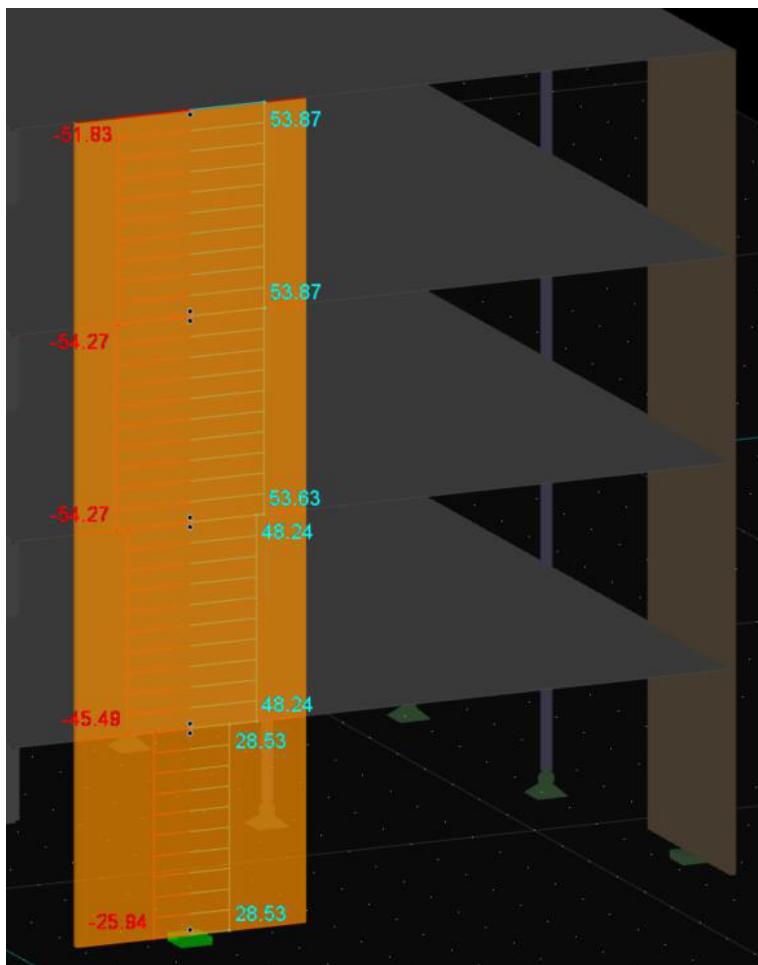


Abbildung 79: Umhüllende Schubkräfte in Wand 2.1 des Modell 6 für den dynamischen Lastfall 1

Bezüglich der Schubkräfte der Holzrahmenwände ist das Maximum nicht zuunterst bei den angegebenen Konten zu finden, sondern zwei Etagen weiter oben. Ein Beispiel ist in der Abbildung 79 zu sehen. Dort sind die Schubkräfte für die Wand 2.1 aus dem Modell 6 für den dynamischen Lastfall Nummer 1 abgebildet. Während die Schubkraft in den oberen drei Stockwerken fast gleich ist, nimmt sie im untersten markant ab. Dies liegt an den unterschiedlichen Steifigkeiten wie in Kapitel 4.3 beschrieben ist. Während bei den Betonwänden die Biegeverformung den Hauptbeitrag an die Gesamtverformung leistet, ist es bei der Holzrahmenwand die Schubverformung, die den grössten Anteil hat.

Somit gelten bezüglich Bauwerke, die die Massivbauweise und die Holzbauweise kombinieren, bei der lineare Zeitverlaufsanalyse die gleichen Aussagen, wie für das Antwortspektrenverfahren in Kapitel 4.3. Falls das gleiche Vorgehen wie beim Modell 6 in der Praxis angewendet wird, muss eine Sensitivitätsanalyse bezüglich der Steifigkeiten durchgeführt werden. Hier stellt sich wieder die Frage, welche Ankerpunkte berücksichtigt werden sollen, da die Eigenfrequenz mit gerissenem Beton niedriger ist.

Es wird ebenfalls deutlich, dass die Holzrahmenwände weniger Kräfte aufnehmen als die gleichen Wände aus Beton im Modell 1 und 2. In der Abbildung 80 wird dies deutlich erkennbar. Dort sind die Schubkräfte und die Momente jeweils in und um die starke Achse von Modell 1 und Modell 5 einander genübergestellt. Bei Modell 1 sind die Kräfte gleichmässiger verteilt als bei Modell 5. Dort übernehmen die Betonwände den Grossteil der Kräfte. Zu berücksichtigen ist, dass der Beton im ungerissenen Zustand ist. Sobald der Beton reisst, übernehmen die Holzrahmenwände mehr Kräfte.

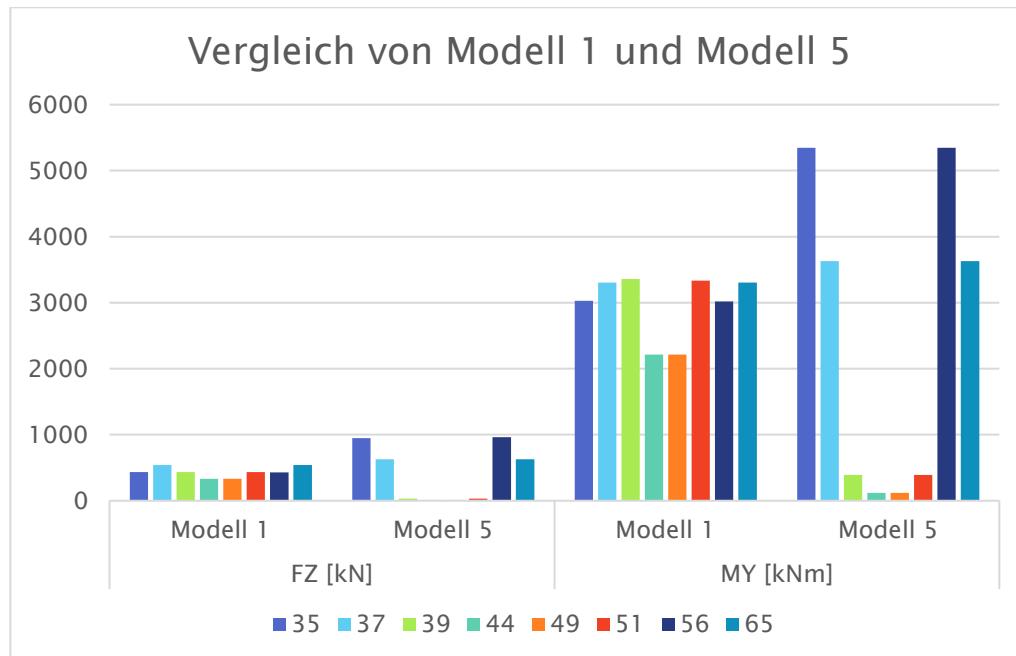


Abbildung 80: Vergleich der Schubkräfte und der Momente bei Modell 1 und Modell 5

7.4 Modell 3 und Modell 4 Beton nichtlinear

Zuletzt werden noch die Ergebnisse von Modell 3 und Modell 4 untersucht. Diese Modelle haben nur Betonwände und die Berechnung erfolgt mit der nichtlinearen Zeitverlaufsanalyse. In der Tabelle 8 sind wie bei den anderen Modellen die Schnittkräfte und Momente in die schwache und in die starke Achse an den Fusspunkten der Wände aufgelistet und die Verhältnisse berechnet.

Tabelle 8: Mittelwerte der Schnittkräfte des Gebäudes aus Beton: Modell 3 mit UHS und Modell 4 mit CMS berechnet

Knoten	Schubkräfte								Schnittmomente									
	F _Z [kN]			F _Y [kN]			M _Y [kNm]			M _Z [kNm]								
	Modell 3	Modell 4	÷	Modell 3	Modell 4	÷	Modell 3	Modell 4	÷	Modell 3	Modell 4	÷	Modell 3	Modell 4	÷	Modell 3	Modell 4	÷
35	304.5	281.7	0.93	28.5	16.6	0.58	1596.4	1373.1	0.86	24.6	17.9	0.73						
37	468.1	445.1	0.95	18.6	19.2	1.03	868.8	826.0	0.95	27.2	27.0	0.99						
39	258.2	224.9	0.87	5.5	5.4	0.98	1690.9	1548.2	0.92	4.5	4.5	1.00						
44	137.1	146.1	1.07	7.1	6.7	0.94	849.3	832.6	0.98	4.1	4.0	0.97						
49	138.0	151.4	1.10	7.2	6.8	0.94	840.1	820.6	0.98	4.2	4.0	0.94						
51	255.9	238.0	0.93	5.5	5.3	0.97	1651.1	1638.7	0.99	4.6	4.3	0.93						
56	301.4	291.2	0.97	17.5	13.7	0.78	1590.1	1509.7	0.95	42.7	27.7	0.65						
65	343.4	314.5	0.92	19.6	20.2	1.03	1270.2	1236.6	0.97	20.2	18.6	0.92						

Es fällt auf, dass die Unterschiede zwischen der Berechnung mit CMS und der Berechnung mit UHS nicht mehr so deutlich sind. Bei Modell 4 sind zum Teil die Schubkräfte sogar höher als bei Modell 3. Die Spannbreite der Unterschiede der Schubkräfte beträgt um die starke Achse zwischen 13 Prozent minus bis zu 10 Prozent plus. Um die schwache Achse ist die Bandbreite zwischen 22 Prozent minus und 3 Prozent plus noch etwas grösser. Die Momente sind beim Modell 4 in beiden Richtungen niedriger oder gleich. Um die starke Achse liegt der Unterschied zwischen 1 und 14 Prozent und um die schwache zwischen 0 bis 27 Prozent.

Einerseits spielt hier wieder die Eigenfrequenz eine gewisse Rolle. Da dieses Modell die höchste Eigenfrequenz der drei Modelle besitzt, ist sie auch am nächsten des Ankerpunktes. Daher sind die Einwirkungen zumindest zu Beginn etwas höher. Da jedoch die Beschädigung zum Zug kommt, nimmt die Steifigkeit mit der Dauer der Anregung ab. Es ist daher anzunehmen, dass der Einfluss der Eigenfrequenz geringer ausfallen dürfte.

Von grösserem Einfluss dürfte das nichtlineare Verhalten des Materials sein. Die Spannung kann nur bis zum maximalen Wert zunehmen. So können die Wände bis zu einem maximalen Moment belastet werden und anschliessend beginnt das Material zu fliessen. Das heisst die Verformungen nehmen zu, aber die Kräfte nicht mehr. Der Unterschied zwischen UHS und CMS dürfte daher bei der Verformung deutlicher zum Vorschein kommen. Deshalb wird noch die Gesamtverformung des Gebäudes untersucht. In der Abbildung 81 sind die untersuchten Punkte abgebildet.

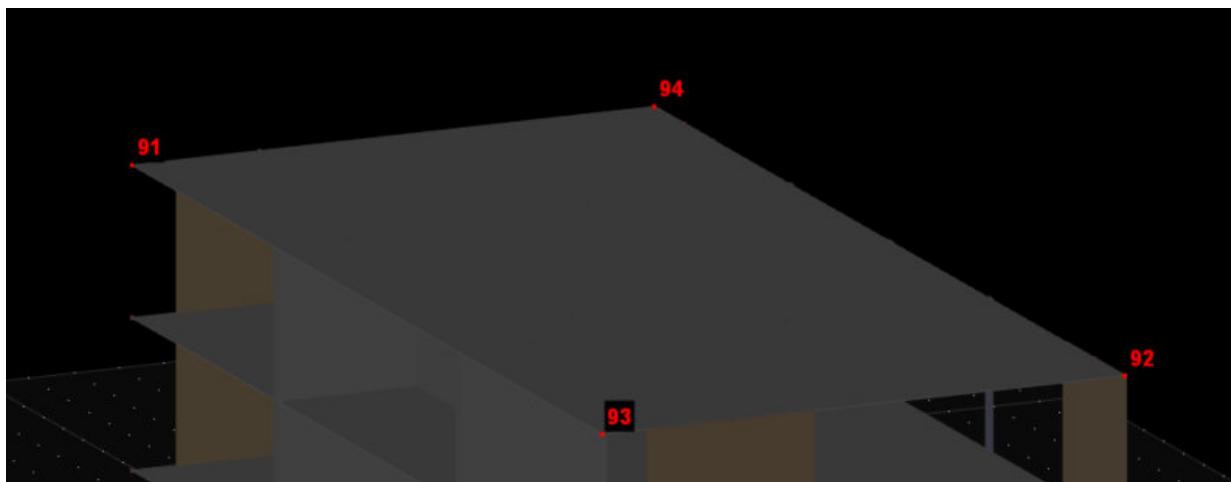


Abbildung 81: Punkte für die Verschiebung

Tabelle 9: Mittelwerte der Verschiebungen für Modell 3 und Modell 4

Knoten Nr.	Verschiebungen					
	u _x [mm]			u _y [mm]		
	Modell 3	Modell 4	÷	Modell 3	Modell 4	÷
91	4.1	3.5	0.86	6.2	4.9	0.79
92	3.4	3.2	0.94	6.0	5.7	0.95
93	4.1	3.5	0.86	6.0	5.7	0.95
94	3.4	3.2	0.94	6.2	4.9	0.80

In der Tabelle 9 sind die Mittelwerte der Verschiebungen der beiden Modelle angegeben. Hier treten die Unterschiede etwas deutlicher zu Tage. In X-Richtung ist die Verschiebung zwischen 6 und 14 Prozent geringer und in Y-Richtung zwischen 5 und 21 Prozent. Damit ist klar, dass die Berechnung mit CMS auch für nichtlineare Berechnungen einen Vorteil haben. Speziell wenn Anforderungen an die Verformungen bestehen. Dies ist bei Gebäude der Bauwerksklasse III der Fall. Dort muss auch im Erdbebenfall die Gebrauchstauglichkeit gewährleistet sein. Da für diese Gebäude auch das Erdbeben mit dem Bedeutungsfaktor erhöht werden muss, eignen sich diese Gebäude besonders für Berechnungen mit CMS.

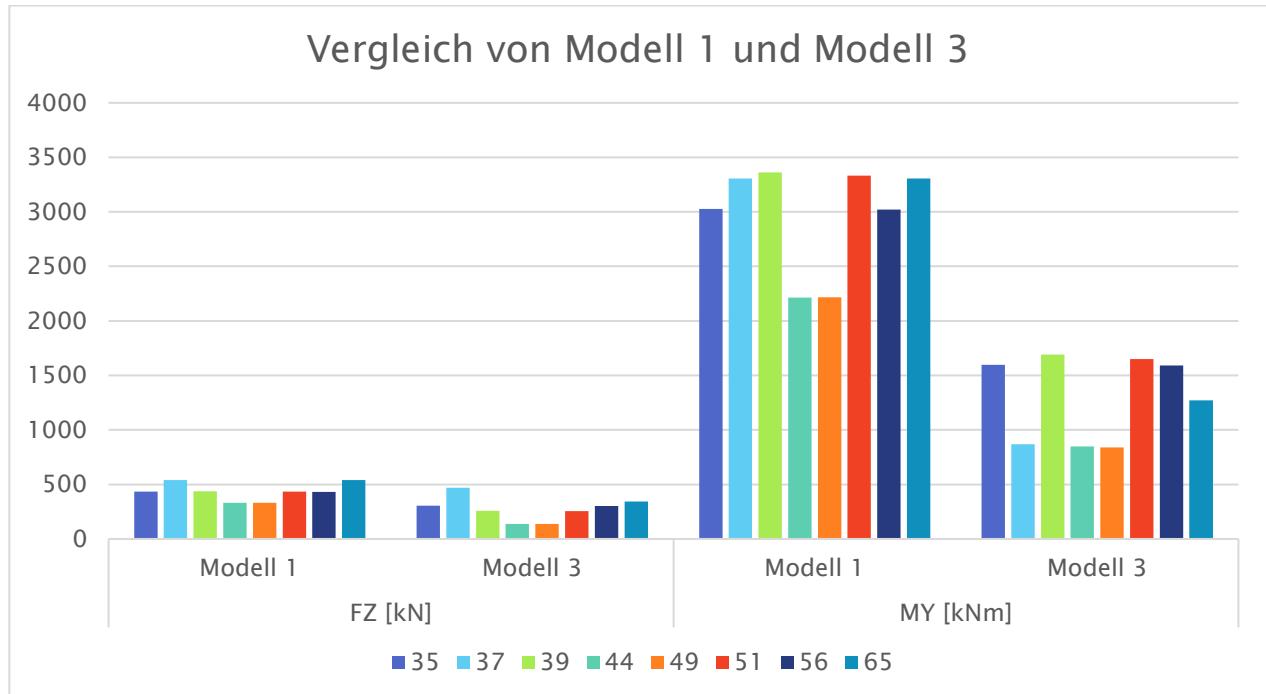


Abbildung 82: Vergleich von Modell 1 und Modell 3

Nun werden die Kräfte in die starke Achse des Modell 3 noch mit denen des Modell 1 verglichen, um den Effekt des nichtlinearen Materialmodell zu untersuchen. In der Abbildung 82 sind sie gegenübergestellt. Zu sehen ist, dass bei den nichtlinearen Momenten zu einer deutlichen Reduktion der Schnittkräfte kommt. Das bedeutet, dass bei nichtlinearen Modellen die Energie abgebaut wird. Jedoch ist die Aussagekraft beschränkt. Eine Dämpfung von 5% ist bereits bei der Erstellung der Spektren berücksichtigt, aber ein Verhaltensbeiwert nicht. Anderseits werden bei den Materialmodellen Vereinfachungen gemacht. Der Vorteil der nichtlinearen Berechnung muss daher noch genauer untersucht werden.

8 Schlussfolgerungen

In dieser Thesis wird Schritt für Schritt aufgezeigt, wo das Optimierungspotential in der Erdbebenbemessung liegt und wie die Berechnung mit CMS eine Antwort sein kann. Weiter wird aufgezeigt, dass mit den aktuellen Programmen eine Berechnung mit CMS bzw. dem Zeitverlaufsverfahren möglich ist und dass auch im Hochbau mit der Berechnung mittels CMS günstigere Ergebnisse erhalten werden. In den nächsten drei Kapitel werden die Schlussfolgerungen über alle Kapitel gezogen: in Bezug auf die Erkenntnisse, auf die Überprüfung der Thesen und auf einen Ausblick darauf, was erledigt werden muss, damit sich die Berechnung mit CMS durchsetzen kann.

8.1 Erkenntnisse

Die Thesis beginnt damit, dass die normativen Grundlagen der Erdbebenbemessung in Kapitel 2 nach Optimierungspotential untersucht werden. Dabei werden grob zwei Felder mit Optimierungspotential entdeckt: die Einwirkungen und das Materialverhalten. Bei den Einwirkungen wird nach (SIA 261 2020) mit Antwortspektren gearbeitet. Diese decken alle möglichen Eigenfrequenzen ab. Da ein einzelnes Erdbeben aber nicht alle Frequenzen abdeckt, wird so die Einwirkung überschätzt.

Das Materialverhalten wird mit dem Verhaltensbeiwert q berücksichtigt. Je nach dem in welche Klasse die Konstruktion eingeordnet wird, ist der Verhaltensbeiwert höher oder niedriger. Bei gemischten Konstruktionen wird der niedrigste Verhaltensbeiwert berücksichtigt. Durch eine exaktere Modellierung der Materialien und einer nichtlinearen Berechnung kann das Verhalten genauer und individueller berücksichtigt werden.

Da die Normen schweizweit angewendet werden und alle möglichen Fälle abdecken sollen, aber gleichzeitig schlank gehalten sind, ist es verständlich das Vereinfachungen gemacht werden und deshalb auch Optimierungspotential besteht.

Auf Seiten Einwirkungen kann das Optimierungspotential mit UHS und CMS erschlossen werden. Dieses Verfahren sind in Kapitel 3 erläutert. Mit UHS wird ein ortsspezifisches Antwortspektrum ermittelt. Das CMS-Verfahren geht einen Schritt weiter und passt das Spektrum an die Eigenfrequenz des Bauwerks an, damit nur die relevante Frequenz berücksichtigt wird. Jedoch ist dies ein aufwändiges Verfahren und die Daten sind nicht für die ganze Schweiz erfasst. Hier müsste noch einiges getan werden, damit das CMS-Verfahren einfacher verwendet werden kann.

Die Materialseite wird im Kapitel 4 erläutert. Es wird sowohl der Betonbau als auch der Holzrahmenbau und die Kombination von beiden untersucht. Für lineare Verfahren ist mit dem Ersatzstabverfahren ein geeignetes Modell für die Vereinfachung von Holzrahmenwänden ohne Öffnungen vorhanden. Jedoch werden Wände mit Öffnungen unterschätzt. Nichtlineare Materialmodelle sind für Holzrahmenwände bekannt, aber noch nicht praxistauglich. Da sie noch nicht in Statikprogrammen implementiert sind. Bei Beton ist die Forschung schon einen kleinen Schritt weiter. Für lineare Berechnungen können die Wände einfach mit dem entsprechenden Material abgebildet werden und für nichtlineare Berechnungen steht im RFEM das Materialmodell «Beschädigung» für Flächen zur Verfügung. Somit kann für die lineare Berechnung mit Stabmodellen gearbeitet werden und für die nichtlineare Berechnung mit Flächenmodellen.

In Kapitel 5 wird schliesslich nach dem passenden Berechnungsverfahren und dem passenden Programm gesucht. Dabei hat sich gezeigt, dass das Programm RFEM von Dlubal im Vergleich zu den Programmen von Cubus und AxisVM am besten geeignet ist, obwohl die Bedienung etwas anspruchsvoller ist als bei den anderen beiden Programmen. Schliesslich wird noch ein passendes Gebäude gesucht. Hier stellt sich im Nachhinein heraus, dass die Wahl nicht ganz glücklich war. Die Eigenfrequenz des Gebäudes passt nicht ganz mit dem Ankerpunkt der CMS überein. So werden beim Vergleich der Ergebnisse die Berechnung mit CMS etwas zu günstig dargestellt.

Die Komplexität von RFEM wird in Kapitel 6 deutlich. Die Modellierung wird genau erklärt und praktisch sämtliche Einstellungen bergründet. So sollten die Ergebnisse nachvollziehbar sein. Zudem

wird mit den Programmen von Cubus ein Kontrollmodell erstellt. Bei der Berechnung hat sich gezeigt, dass die Berechnung des Zeitverlaufsverfahren etwas aufwändiger ist. Für das Stabmodell mit dem linearen Verfahren ist der zeitliche Aufwand mit zwei Stunden noch in einem akzeptablen Bereich. Jedoch sprengt das Flächenmodell mit der nichtlinearen Berechnung den praktikablen Zeitaufwand. Dieses Modell und die Berechnung müssten verbessert werden.

In Kapitel 7 sind die Ergebnisse vorgestellt und diskutiert. Dabei wird festgestellt, dass die unterschiedlichen Betonmodelle nicht die genau gleichen Eigenfrequenzen aufweisen. Dies wird auf den Anschluss der Wand bzw. des Stabes an die Decke zurückgeführt. Zudem wird der Ankerpunkt von 5 Hertz verfehlt. Daher ist die deutliche Verbesserung von bis zu 19 Prozent mit Vorsicht zu geniessen. Daher wird die Steifigkeit des Betonmodells erhöht, damit die Eigenfrequenz um die 5 Hertz liegt. So liegt die Differenz über das gesamte Gebäude gesehen bei 9 Prozent. Das ist etwas mehr als bei (Walti 2021). Dort werden Brücken berechnet, die in die verschiedenen Richtungen ganz unterschiedliche Eigenfrequenzen aufweisen. Daher werden verschiedene CMS mit unterschiedlichen Ankerpunkten verwendet. Bei Gebäuden sind die Unterschiede der Eigenfrequenzen der verschiedenen Richtungen weniger gross. Oft können die Wände sogar so dimensioniert werden, dass in beide Richtungen die gleiche Eigenfrequenz resultiert. Somit genügt es nur mit einem Ankerpunkt zu arbeiten. Wenn nur mit einem Ankerpunkt gearbeitet werden kann, ist das Verbesserungspotential von CMS im Vergleich zu UHS grösser.

Beim gemischten Modell wird der Einfluss des Ankerpunktes noch deutlicher. Die Differenz zwischen Eigenfrequenz und Ankerpunkt ist noch grösser. Daher erstaunt es nicht, dass auch die Differenz zwischen UHS und CMS mit bis zu 20 Prozent etwas grösser ist. Zudem wird festgestellt, dass auch bei einer linearen Zeitverlaufsanalyse die Steifigkeit der Wände relevant ist. Daher wird empfohlen für gemischte Systeme eine Sensitivitätsanalyse durchzuführen.

Die Differenz zwischen UHS und CMS ist hingegen bei den Schnittkräfte der nichtlinearen Berechnung geringer. Dies erklärt sich aber durch die Nichtlinearität. Die Spannung kann nur bis zur Fließgrenze aufgebaut werden, anschliessen verformt sich das System nur noch. Somit können auch die Momente nur bis zu dieser Grenze gesteigert werden. Dafür wird der Unterschied bei der Gesamtverformung des Gebäudes deutlicher. Durchschnittlich liegt die Verbesserung bei der Deformation bei ca. 12 Prozent.

Deutlich wird, dass bei der nichtlinearen Berechnung die Schnittkräfte niedriger sind. Daher kann mit diesem Materialmodell auch eine gewisse Energiedissipation festgestellt werden. Der Vorteil würde bei einer nichtlinearen Berechnung vor allem bei gemischten Gebäuden zum Tragen kommen, da dort immer der niedrigste Verhaltensbeiwert q berücksichtigt werden muss. Auch bei Gebäude der Bauwerksklasse III kann eine nichtlineare Berechnung Sinn machen, da es für diese Klasse auch Anforderungen an die Verformung gibt. Bei den anderen Klassen, wo die Verformung nicht berücksichtigt wird, spielt es im Prinzip eine geringere Rolle, ob die nichtlineare Berechnung mit CMS oder UHS durchgeführt wird.

8.2 Thesen

In der Aufgabenstellung im Kapitel 1.2 sind drei Thesen formuliert. Nun werden sie auf Grund der Erkenntnisse aus dem vordringen Kapitel überprüft.

- *Bei CMS gegenüber UHS sind die Schnittkräfte auch im Hochbau um 15% tiefer, wie dies bei (Walti 2021) für Brücken festgestellt wurde.*

Bei allen drei Modellen kann mit der Berechnung über CMS niedrigere Schnittkräfte festgestellt werden. Die Schnittkräfte sind zum Teil sogar niedriger als 15%, jedoch ist die Aussagekraft dieser Berechnungen nicht wirklich anwendbar, da der Ankerpunkt nicht mit den Eigenfrequenzen übereinstimmt. Nachdem die Steifigkeitsmodule des Betons für das Modell mit nur Betonwänden erhöht wird, liegt die Eigenfrequenz um den Ankerpunkt. Die Schnittkräfte sind über das gesamte Gebäude betrachtet für die Berechnung mit CMS um 9 Prozent niedriger als bei der Berechnung mit UHS. Um eine allgemeine Aussage zu machen, müssten jedoch mehrere Gebäude mit unterschiedlichen Eigenfrequenzen und dazu passenden Ankerpunkten untersucht werden. Fest steht jedoch, dass die Schnittkräfte niedriger sind.

- *Die Berechnung mit CMS lässt sich mit gängigen Statikprogrammen bewerkstelligen.*

Berechnungen mit CMS werden normalerweise mit einer Zeitverlaufsanalyse durchgeführt. Mit den drei gängigen Statikprogrammen Cubus, AxisVM und RFEM lassen sich Zeitverlaufsanalysen durchführen. Jedoch ist die Handhabung bei Cubus und AxisVM für mehrere Analysen etwas umständlicher als bei RFEM. Daher wird für diese Thesis auch das Programm RFEM verwendet. Die Berechnungen werden erfolgreich durchgeführt. Dies These kann bestätigt werden.

- *Mit nichtlinearen Berechnungen gibt es weiters Optimierungspotential, das mit der richtigen Modellierung und Programmen erschlossen werden kann.*

Wie gezeigt werden konnte, können nichtlineare Berechnungen durchgeführt werden. Die resultierenden Schnittkräfte sind bei den nichtlinearen Berechnungen deutlich niedriger als bei den linearen Berechnungen, was auch zu erwarten war, da durch das nichtlineare Verhalten mehr Energie dissipiert wird und die Steifigkeit abnimmt. Jedoch kann keine Aussage darüber gemacht werden, wie stark die Optimierung mit nichtlinearen Berechnungen möglich ist, da korrekte Vergleichsmöglichkeiten fehlen. Die Nichtlinearität wird bei der linearen Berechnung nicht berücksichtigt. Gemäss Norm wird sie mit dem Verhaltensbeiwert q eingefügt. Anderseits ist das Materialmodell stark vereinfacht. Somit ist die Aussagekraft der Resultate bezüglich der These beschränkt. Es kann festgehalten werden, dass mit RFEM nichtlineare Berechnungen durchführbar sind, aber noch optimiert werden müssen. Die nichtlinearen Effekte haben einen Einfluss auf die Resultate. Das Optimierungspotential muss durch bessere Modelle und konkrete Vergleichsrechnungen überprüft werden.

8.3 Ausblick

Aus den Erkenntnissen und der Beantwortung der Thesen lassen sich weitere Schritte ableiten. Die Berechnung mit CMS und der nichtlinearen Zeitverlaufsanalyse bergen Optimierungspotential. Mit dieser Thesis konnte leider nicht alles aufgezeigt werden und lässt diverse Fragen offen.

Klar ist, damit sich das CMS-Verfahren etablieren kann, für die ganze Schweiz Beschleunigungszeitverläufe zur Verfügung stehen müssen. Bis jetzt sind diese nur für die KKW-Standorte erstellt worden. Die Daten für die ganze Schweiz zu generieren ist aufwändig. Daher könnte in einem ersten Schritt mit den bestehenden Antwortspektren aus der Norm gearbeitet und aus diesen die CMS abgeleitet werden. So geht zwar die Optimierung durch standortspezifische Spektren verloren, aber durch die Anpassung der Spektren an die Eigenfrequenz könnte trotzdem schon etwas erreicht werden. Der Vorteil von CMS auf UHS lässt sich auf die normierten Antwortspektren übertragen.

Weiter hat sich gezeigt, dass das Gebäude für die Untersuchung in dieser Thesis mit den gegebenen CMS nicht ganz geeignet ist, da die Eigenfrequenz und der Ankerpunkt nicht ganz zusammenpassen. Um den Vorteil von CMS gegenüber UHS im Hochbau genau zu bestimmen, müssten die Berechnungen nochmals mit CMS für passenden Ankerpunkten durchgeführt werden oder Gebäude gewählt werden, deren Eigenfrequenz zum Ankerpunkt passt.

Bezüglich Berechnungsverfahren hat sich gezeigt, dass die lineare Berechnung schon jetzt reibungslos in RFEM funktioniert. Damit die Mittelwerte nicht mit einer Exceltabelle berechnet werden müssen, wäre eine zusätzliche Funktion für die Mittelwertberechnung in RFEM praktisch. Für die nichtlinearen Berechnungen fehlen noch die geeigneten Materialmodelle in den Statikprogrammen. Es zeigt sich, dass der Rechenaufwand der Berechnung für Flächenmodellen zu gross ist. Für Betonbau würde es in der amerikanischen Norm Regeln geben, wie die Nichtlinearität für Stabmodel in den Gelenken abgebildet werden kann. Jedoch sind diese Regeln in der Schweiz nicht weitum bekannt. Hier ist Dlubal dabei einen Schritt weiterzugehen und diese Gelenke in ihr Programm RFEM zu implementieren. Sobald diese Gelenke implementiert sind, könnten Modell erstellt werden und diese mit CMS und UHS berechnete werden. So könnte der Vorteil von nichtlinearen Verfahren besser untersucht werden.

Wenn dies erreicht ist, könnte man sich Gedanken über die nichtlineare Modellierung von Holzrahmenwänden in Stabmodellen machen. Eventuell eignen sich die plastischen Gelenke auch für die Abbildung der Nichtlinearität der Holzrahmenwände. So könnte auch der Vorteil von nichtlinearen Berechnungen von gemischten Bauweisen besser untersucht werden.

Da die nichtlineare Berechnung für dieses Thesis zu lange dauerte und zu viele Daten produzierte, könnte noch nach einer Verbesserung des Modells und der Konfiguration gesucht werden. Leider reichte die Zeit nicht mehr, um im Umfang dieser Thesis das Modell zu optimieren. Somit ist auch unklar wie viel eine Optimierung gebracht hätte oder ob grundsätzlich die nichtlineare Berechnung mit dem Flächenmodell zu zeit- und datenintensiv ist. Daher könnte in einer fortführenden Arbeit das Modell optimiert werden. Falls je doch das Stabmodell mit den plastischen Gelenken aus der amerikanischen Norm verwendet wird, erübrig sich diese Optimierung.

Da das CMS-Verfahren einfach umzusetzen ist, wenn man das passende Programm kennt, und es durchaus zu niedrigeren Schnittkräften führt, könnte es sich lohnen, das Verfahren einfacher zugänglich zu machen.

9 Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1: Übersicht des Vorgehens	8
Abbildung 2: Tektonische Platten (Schweizerischer Erdbebendienst)	9
Abbildung 3 Erdbebenzonen nach der (SIA 261 2020)	10
Abbildung 4: Elastische Antwortspektren aus (SIA 261 2020) für eine viskose Dämpfung von $\xi = 0.05$	11
Abbildung 5: Beispiel eines Quellenmodells (ENSI 2016)	15
Abbildung 6: Vereinfachte Darstellung der Abminderungsgesetze für die Beschleunigung über die Distanz bei einer Frequenz von 5 Hertz und eine Magnitude von 6 (ENSI 2016)	16
Abbildung 7: Bodenprofil und unterschiedliche Interpretationen der Scherwellengeschwindigkeit (ENSI 2016)	17
Abbildung 8: Gefährdungskurve des KKW Beznau für die horizontale Komponente (ENSI 2016)	17
Abbildung 9: Uniform Hazard Spectra (UHS) für das KKW Beznau mit einer Dämpfung von 5% und einer Überschreitungshäufigkeit von 1/10'000 pro Jahr (ENSI 2016)	18
Abbildung 10: Deaggregation der Erdbebengefährdung für das KKW Gösgen bei einer Überschreitungshäufigkeit von 10^4 pro Jahr	19
Abbildung 11: links Gefährdungskurve mit Mittelwert (orange) und Vertrauensbereich (grau), rechts Vergleich UHS und CMS an zwei Ankerpunkten (Proske 2016)	20
Abbildung 12: Beispiel eines CMS mit Ankerpunkt bei $T = 1$ (Backer 2011)	21
Abbildung 13: CMS mit mehreren Ankerpunkten (Backer 2011)	21
Abbildung 14 Wandelement (Wald und Holz NRW)	22
Abbildung 15: Schemazeichnung einer Klammer von Prebena	24
Abbildung 16: Klammergerät von Prebena	24
Abbildung 17 Einwirkende Kräfte auf: a) Wandscheibe; b) Rippen; c) Beplankung (EC5 2010)	25
Abbildung 18 Zugverankerung (ROTHO BLAAS SRL 2022)	28
Abbildung 19: Röntgenaufnahme eines Prüfkörpers der Verbindung zwischen Rahmenholz und OSB-Platte mit Klammern aus (Oberbach 2021). Im Übergangsbereich zwischen OSB und Holz ist die platsche Verformung erkennbar.	30
Abbildung 20: Reaktion einer Wand unter zyklischer Belastung (Peric 2019)	31
Abbildung 21: Erstellung einer Stahlbetonplatte (Das Haus Online)	32
Abbildung 22: Typischer Siebdurchgang mit den zulässigen Grenzabweichungen nach der Norm SN EN 12620 für ein Korngemisch 0/32 mm (Holcim AG)	33
Abbildung 23: Bemessungswerte für Normalbeton aus (SIA 262 Betonbau 2013) mit $\eta_t = 1.0$	34
Abbildung 24: Spannungs-Dehnungs-Linie für nichtlineare Verfahren der Schnittgrössenermittlung (EC2 2011)	36
Abbildung 25: Stahlklassen nach der SIA 262 (SIA 262 Betonbau 2013)	37
Abbildung 26: Spannungs-Dehnungs-Diagramm von naturhartem Betonstahl (SIA 262 Betonbau 2013)	38
Abbildung 27: Statisches System und Momentenlinie eines einfachen Stahlbetonbalkens (Wikipedia 2023)	38
Abbildung 28: Tragverhalten eines ungerissenen und eines gerissenen Stahlbetonbalkens (Wikipedia 2023)	38
Abbildung 29: Normalkraft-Dehnungs-Diagramm (Kaufmann 2021)	39
Abbildung 30: Richtwerte für die Abminderung des Trägheitsmoments auf Grund der Rissbildung aus (New Zealand Standard 1995) abgebildet in (Wenk, Erdbebensicherung von Bauwerken I 2011)	41
Abbildung 31: Umschnürung der Randelemente (SIA 262 Betonbau 2013)	41
Abbildung 32: Verhalten einer Stahlbetonwand unter zyklischer Belastung (Lestuzzi 2000)	42
Abbildung 33: Vergleich der Verformung: links Stahlbetonwände und rechts Holzrahmenwände	43

Abbildung 34: Vergleich der Querkräfte: links mit ungerissenem Beton und rechts gerissenem Beton (Geiser 2022)	44
Abbildung 35: Arten des nichtlinearen Materialverhaltens (Jia 2014)	45
Abbildung 36: Plastisches Materialmodell in RFEM	46
Abbildung 37: Modell der Beschädigung in RFEM	46
Abbildung 38: Verformungsbild einer Pushover-Analyse (Proske, Kurmann und Cervenka 2013)	48
Abbildung 39: Pushover-Kurve (Proske, Kurmann und Cervenka 2013)	48
Abbildung 40: 3D-Modell der Limatbrücke aus (Walti 2021)	49
Abbildung 41: Geometrisches Gebäudemodell in "Cedrus" (Cubus AG (Cedrus) 2023)	52
Abbildung 42: "Statik"-Modell aus "Cedrus" generiert (Cubus AG (Statik) 2023)	53
Abbildung 43: Zeitabhängiger Lastfunktions-Editor in AxisVM	55
Abbildung 44: Fenster zur Einstellung und zum Starten der dynamischen Berechnung	56
Abbildung 45: Modell in RFEM	57
Abbildung 46: Auswahl der zu exportierenden Tabellen (Dlubal Software GmbH 2020)	58
Abbildung 47: Mustergebäude (grün: zusätzliche Stützen) (Übung_7 2020)	60
Abbildung 48: Wand A.1 bzw. A.2 aus Beton	61
Abbildung 49: Wand 1.1 bzw. 2.1 aus Holz	62
Abbildung 50: Wand A.1 bzw. A.2 aus Holz	62
Abbildung 51: Verbindung zwischen zwei Randständern (Brunner, et al. 2010)	63
Abbildung 52: Verbindung zwischen Randständer und Bodenplatte (Brunner, et al. 2010)	63
Abbildung 53: Querkraftanschluss (Brunner, et al. 2010)	63
Abbildung 54: Dialogfenster für ein neues Modell in RFEM 5	65
Abbildung 55: Materialeinstellungen Beton in RFEM 5	66
Abbildung 56: Dialogfenster für den Querschnitt der Wand 1.1 in RFEM 5	67
Abbildung 57: Stabdialog in RFEM 5 für die Wand 1.1	68
Abbildung 58: Dialog für die Flächen für die Decken in RFEM 5	69
Abbildung 59: Stabmodell in RFEM 5	70
Abbildung 60: Materialeigenschaften des Ersatzstabes für die Wand A.1 und A.2	71
Abbildung 61: Spannungs-Dehnungsdiagramm für die Betonwände	72
Abbildung 62: Schalenmodell für die nichtlineare Berechnung	74
Abbildung 63: Dialog FE-Netze in RFEM 5	75
Abbildung 64: statische Lasten	76
Abbildung 65: Register Allgemein	77
Abbildung 66: Register Allgemein der Eigenschwingungsfälle	77
Abbildung 67: Berechnungsoptionen für die Eigenschwingungsfälle	78
Abbildung 68: Akzelerogramme in RFEM	81
Abbildung 69: Allgemeine Einstellung dynamischer Lastfall	82
Abbildung 70: Einstellungen im Register Zeitverlaufsverfahren	84
Abbildung 71: Register Berechnungsparameter	86
Abbildung 72: Eigenschaften des Betons in Cubus	87
Abbildung 73: Cedrusmodell der Deckenplatte	87
Abbildung 74: Exporteinstellungen in Cedrus	88
Abbildung 75: Einstellungen der Eigenwertberechnung in « Statik 9»	88
Abbildung 76: Erste Eigenfrequenz und modaler Massenanteil	90
Abbildung 77: Polygonallager (rot)	91
Abbildung 78: Knotennummerierung	91

Abbildung 79: Umhüllende Schubkräfte in Wand 2.1 des Modell 6 für den dynamischen Lastfall 1	95
Abbildung 80: Vergleich der Schubkräfte und der Momente bei Modell 1 und Modell 5	96
Abbildung 81: Punkte für die Verschiebung	97
Abbildung 82: Vergleich von Modell 1 und Modell 3	98

10 Tabellenverzeichnis

Tabelle 1: Programmvergleich	58
Tabelle 2: Vorhandene CMS (Walti 2021)	80
Tabelle 3: Modellkonfigurationen	89
Tabelle 4: Mittelwerte der Schnittkräfte des Gebäudes aus Beton: Modell 1 mit UHS und Modell 2 mit CMS berechnet	92
Tabelle 5: Mittelwerte der Schnittkräfte des Gebäudes aus Beton mit erhöhten Steifigkeitswerten: Modell 1 mit UHS und Modell 2 mit CMS berechnet	93
Tabelle 6: Extremwerte der Schnittkräfte des Gebäudes aus Beton: Modell 1 mit UHS und Modell 2 mit CMS berechnet (grün: Wände in Y-Richtung, blau: Wände in X-Richtung)	94
Tabelle 7: Mittelwerte der Schnittkräfte des Gebäudes aus Beton und Holz: Modell 5 mit UHS und Modell 6 mit CMS berechnet (rot: Holzrahmenwände, orange: Betonwände)	94
Tabelle 8: Mittelwerte der Schnittkräfte des Gebäudes aus Beton: Modell 3 mit UHS und Modell 4 mit CMS berechnet	96
Tabelle 9: Mittelwerte der Verschiebungen für Modell 3 und Modell 4	97

11 Literaturverzeichnis

- Albert, Andrej, Hrsg. *Bautabellen für Ingenieure 21. Auflage*. Köln, 2014.
- Bachmann, Hugo. *Erdbebengerechter Entwurf von Hochbauten - Grundsätze für Ingenieure, Architekten, Bauherren*. Bern: Bundesamt für Wasser und Geologie, 2002.
- Backer, Jack. «Conditional Mean Spectrum: Tool for ground motion selection.» *Journal of Structural Engineering*, 137(3), 2011: 322-331.
- Bindseil, Peter. *Massivbau*. Kaiserslautern: Springer, 2015.
- Blass, Hans Joachim, und Schäidle Patrick. *Verhalten einer Massivholzbauweise unter Erdbebenlasten*. Karlsruhe: Karlsruher Institut für Technologie, 2011.
- Brunner, Roland, Pirmin Jung, René Steiger, Thomas Wenk, und Niklaus Wirz. *Erdbebengerechte mehrgeschossige Holzbauten*. Zürich: Lignum, 2010.
- Colling, François. «Gebäudeaussteifung bei Gebäuden in Holztafelbauart.» *Der Bausachverständige*, 2012.
- Cubus AG (Cedrus). *Cedrus 9 Handbuch*. Zürich: Cubus AG, 2023.
- Cubus AG (Statik). *Statik 9 Handbuch*. Zürich: Cubus AG, 2023.
- Das Haus Online. *Was ist eine Bewehrung?* kein Datum. <https://www.haus.de/bauen/bewehrung-34815> (Zugriff am 25. 11 2023).
- Dinkler, Dieter. *Einführung in die Strukturdynamik*. Wiesbaden: Springer, 2016.
- Dlubal Software GmbH. *Bentutzerhandbuch RFEM 5*. Tiefenbach: Dlubal Software GmbH, 2020.
- . *RF-DYNAM PRO*. Tiefenbach: DLubal Software GmbH, 2020.
- Dlubal Software. *Nichtlineares Materialmodell Schädigung*. 25. 04 2019. <https://www.dlubal.com/de/support-und-schulungen/support/knowledge-base/001461> (Zugriff am 14. 12 2023).
- Dlubal. *Wie kann eine Holztafelwand mit RFEM modelliert werden?* 22. 11 2022. <https://www.dlubal.com/de/support-und-schulungen/support/faq/004705> (Zugriff am 30. 12 2023).
- EC2. «Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau.» 2011.
- EC5. «Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Teil1-1: Allgemeines – Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau.» 2010.
- EC8. *Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten*. Berlin: DIN Deutsches Institut für Normung e. V., 2010.
- Eichner, Thomas, Interview geführt von Joel Haldi. *M. Sc.* (11. 07 2023).
- ENSI. *Neubestimmung der Erdbebengefährdung an den Kernkraftwerkstandorten in der Schweiz*. Brugg: Eidgenössische Nuklearsicherheitsinspektorat, 2016.
- Frischbeton Oey AG. «PREISLISTE 2024-1.» *Frischbeton Oey AG Saanen / Betonhersteller*. kein Datum. <https://www.frischbetonoeyagsaanen.ch/> (Zugriff am 26. 12 2023).
- Geiser, Martin. «Particularities of hybrid structures.» Biel: Berner Fachhochschule, 2022.
- Haldi, Joel. *Vergleich von Statikprogrammen*. Burgdorf: Berner Fachhochschule, 2022.
- Holcim AG. *Gesteinskörnungen für Beton*. kein Datum. <https://holcimpartner.ch/de/betonpraxis> (Zugriff am 27. 11 2023).
- Inter-CAD Kft. *AXISVM X7 Benutzerhandbuch*. Budapest: Inter-CAD Kft., 2023.
- James Hardie Europe GmbH. *Fermacell und Hardie im Holzbau - Planung und Verarbeitung*. Münsigen: James Hardie Europe GmbH, 2022.
- Jia, Junbo. *Essentials of Applied Dynamic Analysis*. Berlin: Springer, 2014.
- Kaufmann, Walter. *Vorlesung Stahlbeton I*. Zürich: ETH Zürich, 2021.
- Kolb, Josef. *Holzbau mit System*. Basel: Birkhäuserverlag, 2007.
- Lestuzzi, Pierino. *Dynamisches plastisches Verhalten von Stahlbetontragwänden unter Erdbebeneinwirkung*. Zürich: ETH Zürich, 2000.
- Lin, Ting, und Jack Backer. «Conditional Spectra.» In *Encyclopedia of Earthquake Engineering*, von M. Beer, I. Kougioumtzoglou, E. Patelli, IK Au und et al. Berlin: Springer, 2015.
- NA, EC2. «Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau.» 2011.
- New Zealand Standard. „*Concrete Structures. Part 1: The Design of Concrete Structures, Part 2: Commentary*“. Wellington: Standards New Zealand, 1995.

- Oberbach, Urs. *Ermittlung der dynamischen Eigenschaften von mehrgeschossigen Holzrahmenbauten mittels Asschwingversuch*. Biel: Berner Fachhochschule, 2021.
- Oesterlee, Cornelius. *Stahlbeton - Grundlagen der Bemessung im konstruktiven Bereich*. Biel: Berner Fachhochschule, 2017.
- Peric, Ljupko. *Light Frame Timber Walls in Regions of Low to Moderate Seismicity*. Zürich: ETH Zürich, 2019.
- Petersen, Christian, und Horst Werkle. *Dynamik der Baukonstruktionen*. Wiesbaden: Springer, 2000.
- Proske, Dirk. *Baudynamik for Beginners*. Wiesbaden: Springer, 2021.
- Proske, Dirk. «Zur Anwendung von Szenario-Spektren beim seismischen Nachweis von Brücken.» In *Tagungsband 26. Dresdner Brückenbausymposium*, 249-261. Dresden: Technische Universität Dresden, 2016.
- Proske, Dirk, Davide Kurmann, und Jan Cervenka. «Seismische Tragfähigkeit eines Stahlbetongebäudes.» In *Beton- und Stahlbetonbau 108, Heft 8*. Berlin: Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co, 2013.
- ROTHO BLAAS SRL. *WINKELVERBINDER FÜR ZUGKRÄFTE*. 2022. <https://www.rothoblaas.de/produkte/verbindungstechnik/holzbauverbinder/winkel-und-verbinder-fur-gebaude/wht> (Zugriff am 24. 06 2022).
- Schweizerischer Erdbebendienst. *Der Einfluss des lokalen Untergrunds auf die Gefährdung*. 2015.
- . *Ursachen Erdbeben im Allgemeinen*. kein Datum. <http://www.seismo.ethz.ch/de/knowledge/things-to-know/causes-of-earthquakes/general/> (Zugriff am 23. 11 2023).
- SIA 260. *SIA 260 Grundlagen der Projektierung von Tragwerken*. Zürich: Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, 2013.
- SIA 261. *SIA 261 Einwirkungen auf Tragwerke*. Zürich: Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, 2020.
- SIA 262 *Betonbau*. Zürich: Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, 2013.
- SIA 262/1 *Betonbau - Ergänzende Festlegungen*. Zürich: Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, 2013.
- SIA 265, Holzbau. Zürich: Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, 2021.
- Stelzmann, Ulrich, Clemens Groth, und Günter Müller. *FEM für Praktiker - Band 2: Strukturdynamik*. Tübingen: Expert Verlag, 2008.
- Studer, Jost. *Beschleunigungszeitverläufe in Übereinstimmung mit der BWG Richtlinie zur Erdbebensicherheit von Stauanlagen*. Zürich: Studer Engineering, 2003.
- Swissnuclear. «*Probabilistic Seismic Hazard Analysis for Swiss Nuclear Power Plant Sites - PEGASOS Refinement Project*», Vol. 1 to 5. 2013.
- Übung_7. «*Verwaltungsgebäude Mischsystem - Weiterbildung Erdbebengerechte Holzbauten 2020*.» Biel: BFH-AHB, 2020.
- Wald und Holz NRW. *Hybrid-Seminar "Holzrahmenbau"*. kein Datum. <https://www.zentrum-holz.de/magazin/holzrahmenbau> (Zugriff am 18. 06 2022).
- Walti, Thomas. *Erdbebennachweis von Brücken*. Burgdorf: Berner Fachhochschule, 2021.
- Wenk, Thomas. «*Erdbebeneinwirkung*.» In *D 0211 Überprüfung bestehender Gebäude bezüglich Erdbeben - Einführung in das Merkblatt SIA 2018*, Herausgeber: Alessandro Dazio und Thomas Wenk. Zürich: Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, 2005.
- . *Erdbebensicherung von Bauwerken I*. Zürich: ETH Zürich, 2011.
- Wikipedia. *Nyquist-Shannon-Abtasttheorem*. 30. 10 2023. <https://de.wikipedia.org/wiki/Nyquist-Shannon-Abtasttheorem> (Zugriff am 11. 11 2023).
- . *Stahlbeton*. 12. 11 2023. <https://de.wikipedia.org/wiki/Stahlbeton> (Zugriff am 28. 11 2023).

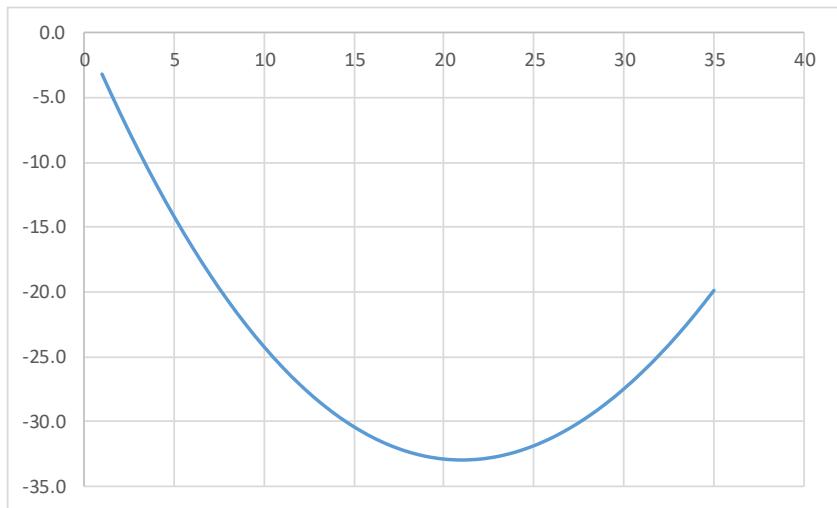
Anhang A Berechnung der Ersatzsteifigkeit von Holzrahmenwänden

			Wand 1	Wand 2	Wand Beispiel
Einheitslast	F	N	1000	1000	1000
Wandhöhe	h	mm	3200	3200	3000
Wandlänge	l	mm	3700	3000	1000
Randstütze					
Breite	b	mm	240	240	240
Tiefe	t	mm	240	240	240
E-modul	E	N/mm ²	12000	12000	12000
Beiwert der Zeit					
Beiwert der Feuchtigkeit	ηt		1.4	1.4	1.4
	ηw		1	1	1
	ηmod		1.1	1.1	1.1
	γM		1.2	1.2	1.2
Beplankung					
	beidseitig		2	2	2
Dicke	d	mm	15	15	15
Schubmodul	G	N/mm ²	1080	1080	1080
	kv1		1	1	1
	kv2		0.5	0.5	0.5
Schubfestigkeit der Platte	f _{v,k}	N/mm ²	6.8	6.8	6.8
Rippenabstand	ar	mm	500	500	500
Schubwiderstand	f _{v,0,d}	N/mm ²	81	81	81
Beulwiderstand	f _{v,0,d}	N/mm ²	74	74	74
Widerstand Beplankung	R _d	kN	273	221	74
Verklammerung					
Abstand Verbindungsmitte	a _v	mm	24	24	24
Durchmesser	d	mm	1.53	1.53	1.53
Anzahl Vertikalstösse Beplankung	m		2	2	2
Anzahl Horizontalstösse Beplankung	n		0	0	0
Anzahl Klammerreihen	n _v		2	2	2
Verschiebungsmodul	K _{ser}	N/mm	247	247	247
Mindestabstand	a _{v,erf}	mm	23	23	23
Tragwiderstand Klammer	R _d	N	340	340	340
Lochleibungsfestigkeit	f _{h,k}	N/mm ²	62	62	62
Widerstand Verbindung	R _{d,HWS}	N	476	476	476
Widerstand pro Meter	R _{d,Meter}	kN/m	79	79	79
Widerstand Verkammerung	R _d	kN	294	238	79
Verankerung					
Verschiebungsmodul	K _{ser}	N/mm	5.9E+05	5.9E+05	5.9E+05
Auslenkung Randstütze					
Auslenkung Beplankung	u _{E,inst}	mm	0.00	0.00	0.03
Auslenkung Verkammerung	u _{G,inst}	mm	0.05	0.07	0.19
Auslenkung Verankerung	u _{K,inst}	mm	0.09	0.14	0.97
	u _{K,DF}	mm	0.00	0.00	0.03
Gesamtauslenkung	u _{inst}	mm	0.08	0.11	0.64
Ersatzberiete					
Ersatz-E-modul	b _{Ersatz}	mm	100	100	100
Ersatz-G-modul	E _{Ersatz}	N/mm ²	11209	13824	41472
Drehfedersteifigkeit	G _{ersatz}	N/mm ²	140	127	62
	KDF	MNm/rad	4004	2633	293

Anhang B Berechnung der plastischen Betondruckfestigkeit

ε_{c1} 0.0021
 ε_{cu1} 0.0035
 E_{cm} 31000
 f_{cm} 33
 k 2.071364

ε	η	σ
0.0001	0.05	-3.2
0.0002	0.10	-6.2
0.0003	0.14	-9.0
0.0004	0.19	-11.7
0.0005	0.24	-14.2
0.0006	0.29	-16.5
0.0007	0.33	-18.7
0.0008	0.38	-20.7
0.0009	0.43	-22.5
0.001	0.48	-24.2
0.0011	0.52	-25.8
0.0012	0.57	-27.2
0.0013	0.62	-28.4
0.0014	0.67	-29.5
0.0015	0.71	-30.4
0.0016	0.76	-31.2
0.0017	0.81	-31.9
0.0018	0.86	-32.4
0.0019	0.90	-32.7
0.002	0.95	-32.9
0.0021	1.00	-33.0
0.0022	1.05	-32.9
0.0023	1.10	-32.7
0.0024	1.14	-32.4
0.0025	1.19	-31.9
0.0026	1.24	-31.3
0.0027	1.29	-30.5
0.0028	1.33	-29.7
0.0029	1.38	-28.6
0.003	1.43	-27.5
0.0031	1.48	-26.2
0.0032	1.52	-24.8
0.0033	1.57	-23.3
0.0034	1.62	-21.7
0.0035	1.67	-19.9



Anhang C Eigenfrequenzen und modale Massen

Cubusmodell

EIGENFREQUENZEN

Massenbelastung 'M' (Analyse 'Dyn')

EW-Nr.	ω^2 [(rad/s) ²]	ω [rad/s]	Periode [s]	Frequenz [s ⁻¹]
1	421.98	20.542	0.30587	3.27
2	433.65	20.824	0.30172	3.31
3	595.16	24.396	0.25755	3.88
4	3531.24	59.424	0.10573	9.46
5	4414.72	66.443	0.09456	10.57
6	6143.08	78.378	0.08017	12.47
7	7357.31	85.775	0.07325	13.65
8	8486.40	92.122	0.06821	14.66
9	8811.23	93.868	0.06694	14.94
10	9413.52	97.023	0.06476	15.44

EFFEKTIVE MODALE MASSEN (sortiert nach Grösse pro Richtung)

Massenbelastung 'M' (Analyse 'Dyn')

EW-Pos.	EW-Nr.	X-Richtung			Y-Richtung			Z-Richtung		
		me_x [t]	Σme_x [%]	EW-Nr.	me_y [t]	Σme_y [%]	EW-Nr.	me_z [t]	Σme_z [%]	
1	1	847.35	71.9%	2	841.78	71.4%	4	347.83	29.5%	
2	7	213.65	90.0%	10	246.26	92.3%	9	5.96	30.0%	
3	3	16.98	91.5%	6	3.75	92.6%	10	1.16	30.1%	
4	8	13.45	92.6%	4	3.37	92.9%	6	0.98	30.2%	
5	5	0.21	92.6%	9	1.34	93.0%	2	0.53	30.2%	
6	2	0.18	92.6%	1	0.18	93.1%	5	0.09	30.3%	
7	9	0.01	92.6%	8	0.00	93.1%	8	0.01	30.3%	
8	6	0.00	92.6%	5	0.00	93.1%	7	0.00	30.3%	
9	10	0.00	92.6%	3	0.00	93.1%	1	0.00	30.3%	
10	4	0.00	92.6%	7	0.00	93.1%	3	0.00	30.3%	

(1) : Gesamtmasse = 1178.53 [t]

Form Nr.	Eigenwert λ [1/s ²]	Eigenkreisfrequenz ω [rad/s]	Eigenfrequenz f [Hz]	Eigenperiode T [s]
1	261.797	16.180	2.575	0.388
2	328.174	18.116	2.883	0.347
3	484.062	22.001	3.502	0.286
4	2535.590	50.355	8.014	0.125
5	2572.461	50.719	8.072	0.124
6	3138.196	56.020	8.916	0.112
7	3156.548	56.183	8.942	0.112
8	3239.685	56.918	9.059	0.110
9	3249.051	57.000	9.072	0.110
10	3398.131	58.293	9.278	0.108
11	3502.157	59.179	9.419	0.106
12	3643.565	60.362	9.607	0.104
13	4334.192	65.835	10.478	0.095
14	4514.488	67.190	10.694	0.094
15	4515.699	67.199	10.695	0.094
16	4609.327	67.892	10.805	0.093
17	4640.510	68.121	10.842	0.092
18	4752.264	68.937	10.972	0.091
19	5177.869	71.957	11.452	0.087
20	5188.302	72.030	11.464	0.087
21	5350.871	73.150	11.642	0.086
22	5412.786	73.572	11.709	0.085
23	6384.964	79.906	12.717	0.079
24	7171.232	84.683	13.478	0.074
25	7217.882	84.958	13.522	0.074
26	7479.398	86.484	13.764	0.073
27	8581.916	92.639	14.744	0.068
28	8785.527	93.731	14.918	0.067
29	9765.307	98.820	15.728	0.064
30	9871.316	99.354	15.813	0.063

Form Nr.	Modale Masse M _i [kg]	Effektive Modalmasse						Effektiver Modalmassenfaktor		
		m _{ex} [kg]	m _{ey} [kg]	m _{ez} [kg]	m _{@jx} [kg.m ²]	m _{@jy} [kg.m ²]	m _{@jz} [kg.m ²]	f _{mez} [-]	f _{meY} [-]	f _{meZ} [-]
1	1.00	820853.92	0.00	0.00	0.00	4261723.86	157174.60	0.706	0.000	0.000
2	1.00	0.00	814806.82	160.47	4706785.64	0.00	0.00	0.000	0.701	0.000
3	1.00	2445.21	0.00	0.00	0.00	5448.18	49137124.81	0.002	0.000	0.000
4	1.00	0.00	2610.77	541303.58	1779309.14	0.00	0.00	0.000	0.002	0.466
5	1.00	0.56	0.00	0.00	0.00	29194649.09	96489.13	0.000	0.000	0.000
6	1.00	1.67	0.00	0.00	0.00	14.22	455.61	0.000	0.000	0.000
7	1.00	0.00	6.59	66.97	1716.90	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000
8	1.00	40.24	0.00	0.00	0.00	2077694.85	832.16	0.000	0.000	0.000
9	1.00	0.00	0.00	21896.67	36456.50	0.00	0.00	0.000	0.000	0.019
10	1.00	0.00	664.38	18205.58	730356.03	0.00	0.00	0.000	0.001	0.016
11	1.00	68.42	0.00	0.00	0.00	7168.81	24706.79	0.000	0.000	0.000
12	1.00	0.00	15.61	14674.68	802340.39	0.00	0.00	0.000	0.000	0.013
13	1.00	0.00	15.75	3010.55	88789.77	0.00	0.00	0.000	0.000	0.003
14	1.00	27.35	0.00	0.00	0.00	631476.21	3972.87	0.000	0.000	0.000
15	1.00	0.00	322.61	18446.85	683683.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.016
16	1.00	0.00	646.02	39594.66	1397027.49	0.00	0.00	0.000	0.001	0.034
17	1.00	726.85	0.00	0.00	0.00	3750676.64	47143.71	0.001	0.000	0.000
18	1.00	188.29	0.00	0.00	0.00	3081007.16	6663.10	0.000	0.000	0.000
19	1.00	172596.13	0.00	0.00	0.00	5342757.58	42931.90	0.148	0.000	0.000
20	1.00	0.00	1890.58	6860.81	620664.59	0.00	0.00	0.000	0.002	0.006
21	1.00	60948.12	0.00	0.00	0.00	646134.51	91409.70	0.052	0.000	0.000
22	1.00	2195.68	0.00	0.00	0.00	230262.29	73251.76	0.002	0.000	0.000
23	1.00	0.00	187597.36	18047.36	4856899.42	0.00	0.00	0.000	0.161	0.016
24	1.00	0.00	5206.99	120291.64	437755.50	0.00	0.00	0.000	0.004	0.103
25	1.00	0.00	55.48	3494.06	35784.55	0.00	0.00	0.000	0.000	0.003
26	1.00	0.00	39543.04	0.46	1005053.58	0.00	0.00	0.000	0.034	0.000
27	1.00	0.00	638.50	3812.45	22122.27	0.00	0.00	0.000	0.001	0.003
28	1.00	0.00	9312.06	30532.35	27544.71	0.00	0.00	0.000	0.008	0.026
29	1.00	2003.97	0.00	0.00	0.00	918824.12	8591237.01	0.002	0.000	0.000
30	1.00	0.00	1593.64	5423.45	3175420.26	0.00	0.00	0.000	0.001	0.005
Summe	30.00	1062096.43	1064926.19	845822.57	20407709.72	50147837.53	58273393.14	0.913	0.916	0.727

Form Nr.	Eigenwert λ [1/s ²]	Eigenkreisfrequenz ω [rad/s]	Eigenfrequenz f [Hz]	Eigenperiode T [s]
1	519.383	22.790	3.627	0.276
2	521.819	22.843	3.636	0.275
3	621.305	24.926	3.967	0.252
4	3095.847	55.640	8.855	0.113
5	3245.884	56.973	9.067	0.110
6	3945.374	62.812	9.997	0.100
7	4106.354	64.081	10.199	0.098
8	4157.099	64.476	10.262	0.097
9	4223.553	64.989	10.343	0.097
10	4270.111	65.346	10.400	0.096
11	4852.335	69.659	11.087	0.090
12	4998.569	70.701	11.252	0.089
13	5786.991	76.072	12.107	0.083
14	5814.623	76.254	12.136	0.082
15	5930.311	77.009	12.256	0.082
16	6077.508	77.958	12.407	0.081
17	6128.505	78.285	12.459	0.080
18	6212.934	78.822	12.545	0.080
19	6850.449	82.767	13.173	0.076
20	7256.143	85.183	13.557	0.074
21	7743.758	87.999	14.005	0.071
22	8254.835	90.856	14.460	0.069
23	8813.425	93.880	14.941	0.067
24	9811.415	99.053	15.765	0.063
25	10306.400	101.520	16.157	0.062
26	10507.067	102.504	16.314	0.061
27	11402.093	106.781	16.995	0.059
28	12159.255	110.269	17.550	0.057
29	12488.212	111.751	17.786	0.056
30	13113.355	114.514	18.225	0.055

Form	Modale Masse	Effektive Modalmasse							Effektiver Modalmassenfaktor		
		Nr.	M _i [kg]	m _{ex} [kg]	m _{ey} [kg]	m _{ez} [kg]	m _{@jX} [kg.m ²]	m _{@jY} [kg.m ²]	m _{@jZ} [kg.m ²]	f _{meX} [-]	f _{meY} [-]
1	1.00	550107.11	1.53	0.01	9.13	4416039.28	17424016.20	0.474	0.000	0.000	0.000
2	1.00	0.86	813140.14	3441.39	5011699.20	7.10	43.06	0.000	0.701	0.003	
3	1.00	300886.17	0.02	0.00	0.12	643202.67	31312379.19	0.259	0.000	0.000	0.000
4	1.00	0.00	11714.45	633776.37	1572533.07	7.38	0.24	0.000	0.010	0.547	
5	1.00	1590.17	0.00	0.14	0.44	33389099.14	1224813.24	0.001	0.000	0.000	
6	1.00	0.00	44.77	6768.71	1268256.30	0.00	0.02	0.000	0.000	0.006	
7	1.00	314.60	0.00	0.12	1.65	1534714.69	23372.90	0.000	0.000	0.000	
8	1.00	0.00	198.41	17380.25	85770.88	10.90	0.33	0.000	0.000	0.015	
9	1.00	29.31	0.00	0.00	3.52	159099.02	2186.65	0.000	0.000	0.000	
10	1.00	0.00	6.15	584.85	114751.17	3.03	0.09	0.000	0.000	0.001	
11	1.00	704.05	0.00	0.00	0.01	424.88	114073.15	0.001	0.000	0.000	
12	1.00	0.00	1752.64	831.08	3161.50	0.05	0.05	0.000	0.002	0.001	
13	1.00	22012.69	0.05	0.09	24.00	3228579.95	102513.15	0.019	0.000	0.000	
14	1.00	0.26	4133.55	8896.55	2387141.27	37.17	0.93	0.000	0.004	0.008	
15	1.00	0.00	446.45	19.26	37376.25	0.39	0.00	0.000	0.000	0.000	
16	1.00	0.01	2339.51	958.88	305680.82	0.02	0.01	0.000	0.002	0.001	
17	1.00	779.94	0.00	0.00	0.01	291.05	4627.10	0.001	0.000	0.000	
18	1.00	1620.39	0.00	0.00	0.14	52077.15	353.80	0.001	0.000	0.000	
19	1.00	6014.77	0.00	0.00	0.10	415083.44	201785.79	0.005	0.000	0.000	
20	1.00	0.00	11672.88	3065.83	1029885.39	0.07	0.16	0.000	0.010	0.003	
21	1.00	9035.90	0.00	0.00	0.04	537069.97	446190.61	0.008	0.000	0.000	
22	1.00	168070.30	0.04	0.01	0.92	3458754.37	1177185.10	0.145	0.000	0.000	
23	1.00	0.04	121596.02	32758.56	3049820.93	0.50	0.97	0.000	0.105	0.028	
24	1.00	0.00	30869.96	30116.71	17265.37	0.01	0.51	0.000	0.027	0.026	
25	1.00	0.00	353.43	831.15	6.90	0.00	0.01	0.000	0.000	0.001	
26	1.00	0.00	52010.80	1782.75	1094321.67	0.03	0.46	0.000	0.045	0.002	
27	1.00	0.00	13865.21	603.30	2371942.71	0.00	0.33	0.000	0.012	0.001	
28	1.00	0.01	6391.96	15568.51	32773.85	0.33	4.86	0.000	0.006	0.013	
29	1.00	15749.90	0.04	0.01	0.72	1395093.68	11253036.82	0.014	0.000	0.000	
30	1.00	0.00	1393.47	56396.50	1226360.53	0.00	0.02	0.000	0.001	0.049	
Summe		30.00	1076916.48	1071931.50	813781.01	19608788.62	49229596.27	0.929	0.924	0.702	

Form Nr.	Eigenwert λ [1/s ²]	Eigenkreisfrequenz ϖ [rad/s]	Eigenfrequenz f [Hz]	Eigenperiode T [s]
1	89.634	9.468	1.507	0.664
2	190.366	13.797	2.196	0.455
3	200.895	14.174	2.256	0.443
4	1385.947	37.228	5.925	0.169
5	1866.357	43.201	6.876	0.145
6	1881.616	43.378	6.904	0.145
7	2542.905	50.427	8.026	0.125
8	2547.329	50.471	8.033	0.124
9	2630.856	51.292	8.163	0.122
10	2646.650	51.446	8.188	0.122
11	2958.315	54.390	8.657	0.116
12	2974.849	54.542	8.681	0.115
13	3340.228	57.795	9.198	0.109
14	3571.027	59.758	9.511	0.105
15	3586.774	59.890	9.532	0.105
16	3764.052	61.352	9.764	0.102
17	3866.435	62.181	9.896	0.101
18	3918.667	62.599	9.963	0.100
19	3986.230	63.137	10.049	0.100
20	4054.813	63.677	10.135	0.099
21	4200.281	64.810	10.315	0.097
22	4566.839	67.578	10.755	0.093
23	4652.022	68.206	10.855	0.092
24	4747.589	68.903	10.966	0.091
25	4838.943	69.563	11.071	0.090
26	7029.491	83.842	13.344	0.075
27	7065.296	84.055	13.378	0.075
28	7163.388	84.637	13.470	0.074
29	7289.315	85.377	13.588	0.074
30	7666.927	87.561	13.936	0.072

Form Nr.	Modale Masse M_i [kg]	Effektive Modalmasse						Effektiver Modalmassenfaktor		
		m_{ex} [kg]	m_{ey} [kg]	m_{ez} [kg]	$m_{@jx}$ [kg.m ²]	$m_{@jy}$ [kg.m ²]	$m_{@jz}$ [kg.m ²]	f_{meX} [-]	f_{meY} [-]	f_{meZ} [-]
1	1.00	159913.41	0.00	0.00	0.00	582424.68	36069385.61	0.146	0.000	0.000
2	1.00	0.00	776680.23	607.01	4320011.38	0.00	0.00	0.000	0.710	0.001
3	1.00	627521.23	0.00	0.00	0.00	4107390.93	8478237.35	0.573	0.000	0.000
4	1.00	39471.45	0.00	0.00	0.00	169434.05	9630957.47	0.036	0.000	0.000
5	1.00	0.00	5285.01	454070.99	1213897.61	0.00	0.00	0.000	0.005	0.415
6	1.00	6790.23	0.00	0.00	0.00	33735852.18	16996.44	0.006	0.000	0.000
7	1.00	818.99	0.00	0.00	0.00	1387168.24	668.79	0.001	0.000	0.000
8	1.00	0.00	598.40	17713.12	20.48	0.00	0.00	0.000	0.001	0.016
9	1.00	2.86	0.00	0.00	0.00	287858.11	332.75	0.000	0.000	0.000
10	1.00	0.00	0.68	3828.28	5261.37	0.00	0.00	0.000	0.000	0.003
11	1.00	0.00	3299.45	22545.79	535092.71	0.00	0.00	0.000	0.003	0.021
12	1.00	1161.08	0.00	0.00	0.00	449508.75	791.54	0.001	0.000	0.000
13	1.00	0.00	10424.52	63011.34	4809413.49	0.00	0.00	0.000	0.010	0.058
14	1.00	0.00	9875.72	120253.81	2511182.95	0.00	0.00	0.000	0.009	0.110
15	1.00	21345.18	0.00	0.00	0.00	7108497.74	437476.30	0.020	0.000	0.000
16	1.00	0.00	188264.15	6123.32	3066172.37	0.00	0.00	0.000	0.172	0.006
17	1.00	87106.19	0.00	0.00	0.00	52949.22	1380555.25	0.080	0.000	0.000
18	1.00	0.00	429.39	0.73	3771.96	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000
19	1.00	0.00	10701.44	2681.55	292.16	0.00	0.00	0.000	0.010	0.002
20	1.00	561.65	0.00	0.00	0.00	5.57	10216.40	0.001	0.000	0.000
21	1.00	58748.18	0.00	0.00	0.00	2198346.02	833979.78	0.054	0.000	0.000
22	1.00	0.00	0.57	1853.61	110305.87	0.00	0.00	0.000	0.000	0.002
23	1.00	15919.89	0.00	0.00	0.00	407251.17	2035607.06	0.015	0.000	0.000
24	1.00	165.00	0.00	0.00	0.00	46419.92	398052.00	0.000	0.000	0.000
25	1.00	288.89	0.00	0.00	0.00	198038.17	1264.91	0.000	0.000	0.000
26	1.00	0.00	51.61	110447.32	602357.75	0.00	0.00	0.000	0.000	0.101
27	1.00	2178.35	0.00	0.00	0.00	122373.00	479970.09	0.002	0.000	0.000
28	1.00	0.00	304.69	263.37	16780.66	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000
29	1.00	0.00	2490.99	4167.43	321735.68	0.00	0.00	0.000	0.002	0.004
30	1.00	0.00	21.81	1977.48	238.15	0.00	0.00	0.000	0.000	0.002
Summe	30.00	1021992.59	1008428.67	809545.13	17516534.59	50853517.74	59774491.72	0.934	0.921	0.740

Anhang D Schnittkräfte der Modelle

Resultate Modell 1.xlsm

1Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente		
	Nr.	P _X [kN]	P _Y [kN]	P _Z [kN]	M _X [kNm]	M _Y [kNm]
35	15.99	253.20	226.65	2064.56	30.28	0.11
37	292.67	10.69	198.49	24.62	1668.78	0.08
39	7.71	249.50	152.15	2244.89	12.48	0.43
44	180.97	6.14	106.76	10.03	1111.67	0.35
49	180.38	5.86	112.82	9.22	1109.26	0.32
51	8.07	232.69	146.38	2138.75	13.59	0.43
56	15.75	248.54	276.84	2028.43	28.98	0.12
65	290.32	11.28	246.52	25.47	1668.47	0.09

Resultate Modell 1.xlsm

2Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente		
	Nr.	P _X [kN]	P _Y [kN]	P _Z [kN]	M _X [kNm]	M _Y [kNm]
35	18.67	304.50	401.96	2092.97	34.63	0.12
37	370.18	14.91	362.54	26.56	1969.96	0.10
39	9.70	314.08	143.18	2347.95	16.88	0.45
44	225.90	7.30	75.28	11.79	1329.26	0.43
49	224.57	7.44	77.35	12.34	1318.39	0.42
51	9.47	279.86	125.05	2391.36	16.63	0.43
56	18.37	297.59	381.97	2108.63	34.91	0.12
65	371.23	13.51	323.80	26.17	1972.79	0.10

Resultate Modell 1.xlsm

3Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente		
	Nr.	P _X [kN]	P _Y [kN]	P _Z [kN]	M _X [kNm]	M _Y [kNm]
35	19.73	502.30	508.08	2991.09	37.37	0.10
37	328.44	21.03	407.65	38.33	2094.00	0.08
39	10.32	486.27	188.32	3288.19	18.00	0.83
44	211.34	10.21	172.49	17.05	1457.14	0.30
49	214.33	9.90	177.95	17.53	1459.44	0.29
51	9.56	469.12	184.73	3269.40	16.64	0.80
56	18.20	500.70	489.03	3063.17	35.40	0.09
65	336.24	21.28	399.11	39.47	2094.65	0.07

Resultate Modell 1.xlsm

4Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente		
	Nr.	P _X [kN]	P _Y [kN]	P _Z [kN]	M _X [kNm]	M _Y [kNm]
35	29.72	409.57	598.14	3051.27	60.09	0.13
37	601.41	19.49	464.51	37.51	3675.19	0.12
39	14.57	443.70	214.41	3557.10	27.64	0.50
44	366.21	10.06	170.22	18.08	2466.22	0.53
49	366.76	10.35	169.59	17.07	2475.40	0.54
51	14.10	436.19	203.17	3289.45	27.51	0.54
56	30.25	399.07	599.18	2909.88	60.02	0.13
65	598.31	20.16	509.41	37.32	3673.63	0.11

Resultate Modell 1.xlsm

5Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente			
	Nr.	P _X [kN]	P _Y [kN]	P _Z [kN]	M _X [kNm]	M _Y [kNm]	M _Z [kNm]
35		31.38	313.95	521.89	2203.05	65.34	0.15
37		658.64	16.11	414.58	28.46	4148.79	0.14
39		15.66	328.66	155.91	2467.05	30.15	0.58
44		405.26	6.59	89.24	13.14	2762.91	0.60
49		404.63	7.95	86.33	12.27	2764.68	0.60
51		16.63	353.61	163.53	2580.98	31.75	0.63
56		33.78	320.03	563.74	2226.02	68.70	0.15
65		669.42	15.33	426.50	26.90	4150.13	0.13

Resultate Modell 1.xlsm

6Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente			
	Nr.	P _X [kN]	P _Y [kN]	P _Z [kN]	M _X [kNm]	M _Y [kNm]	M _Z [kNm]
35		28.30	478.24	661.25	3519.03	57.92	0.14
37		584.02	22.85	496.35	43.18	3772.56	0.12
39		16.18	496.58	188.93	3891.24	29.92	0.64
44		357.61	10.77	144.02	18.04	2512.54	0.54
49		359.68	10.60	142.88	18.95	2514.13	0.54
51		14.40	498.58	178.85	4001.76	26.41	0.69
56		31.20	488.53	646.64	3572.75	63.01	0.15
65		589.50	22.96	478.13	44.39	3773.47	0.12

Resultate Modell 1.xlsm

7Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente			
	Nr.	P _X [kN]	P _Y [kN]	P _Z [kN]	M _X [kNm]	M _Y [kNm]	M _Z [kNm]
35		24.58	371.32	437.66	2379.38	47.88	0.24
37		594.93	18.46	393.04	30.60	2927.59	0.21
39		13.00	398.87	243.07	2726.57	22.54	0.76
44		362.80	9.05	133.17	14.24	1945.95	0.81
49		362.44	8.78	140.12	14.79	1943.36	0.78
51		12.51	363.34	216.45	2766.22	21.83	0.72
56		25.25	343.88	445.94	2421.64	48.91	0.27
65		596.98	17.38	375.94	31.88	2925.82	0.21

Resultate Modell 1.xlsm

8Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente			
	Nr.	P _X [kN]	P _Y [kN]	P _Z [kN]	M _X [kNm]	M _Y [kNm]	M _Z [kNm]
35		40.49	398.69	598.31	2120.60	80.26	0.24
37		829.76	17.13	420.75	29.67	4980.35	0.20
39		20.43	402.76	212.59	2475.11	37.56	1.00
44		513.02	7.98	132.67	13.05	3288.12	0.80
49		513.82	8.11	136.72	12.51	3280.94	0.80
51		19.59	419.58	245.86	2525.97	36.91	1.09
56		41.59	391.59	561.16	2069.95	83.62	0.25
65		821.94	17.32	433.68	31.48	4980.92	0.19

Resultate Modell 1.xlsm

9Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente		
	Nr.	P _X [kN]	P _Y [kN]	P _Z [kN]	M _X [kNm]	M _Y [kNm]
35	41.47	464.67	696.87	3119.68	82.45	0.21
37	802.14	20.90	543.10	37.79	4980.20	0.16
39	18.49	448.06	205.62	3234.47	36.17	0.89
44	495.52	9.42	144.69	16.62	3306.08	0.72
49	495.36	9.09	136.89	16.39	3306.73	0.70
51	18.70	501.29	226.86	3282.01	36.30	0.92
56	42.31	468.42	696.73	3131.13	81.35	0.19
65	802.67	20.89	557.43	35.54	4979.39	0.16

Resultate Modell 1.xlsm

10Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente		
	Nr.	P _X [kN]	P _Y [kN]	P _Z [kN]	M _X [kNm]	M _Y [kNm]
35	21.05	716.08	701.78	4700.07	32.79	0.25
37	411.42	33.36	611.73	59.18	1717.32	0.20
39	10.06	686.75	213.26	5018.17	16.16	1.21
44	239.82	13.55	198.54	24.81	1091.94	0.71
49	240.74	13.47	200.02	23.96	1110.63	0.67
51	9.28	667.17	224.28	5186.67	14.74	1.10
56	21.63	720.46	654.66	4800.50	34.72	0.23
65	405.28	30.46	555.31	57.80	1709.71	0.19

Resultate Modell 1.xlsm

11Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente		
	Nr.	P _X [kN]	P _Y [kN]	P _Z [kN]	M _X [kNm]	M _Y [kNm]
35	26.79	275.09	455.78	2183.56	54.46	0.13
37	511.36	14.03	358.12	23.51	3378.44	0.11
39	11.81	283.64	184.17	2410.30	24.01	0.44
44	321.11	6.75	103.24	11.73	2306.12	0.43
49	324.28	7.15	103.42	10.77	2315.28	0.43
51	12.02	254.09	168.34	2098.32	24.05	0.39
56	25.28	265.06	415.54	2076.24	53.40	0.13
65	505.65	14.20	312.07	27.19	3375.98	0.11

Resultate Modell 1.xlsm

12Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente		
	Nr.	P _X [kN]	P _Y [kN]	P _Z [kN]	M _X [kNm]	M _Y [kNm]
35	24.04	475.62	531.80	3641.85	46.44	0.13
37	438.47	21.51	431.70	43.76	2625.26	0.10
39	9.88	472.33	144.50	4040.26	19.37	0.57
44	260.97	9.17	126.68	18.01	1728.04	0.42
49	262.14	9.07	124.83	17.32	1736.72	0.40
51	9.21	458.76	153.90	3852.73	18.79	0.54
56	18.71	458.59	532.65	3570.07	38.32	0.12
65	420.09	21.45	430.97	43.87	2622.46	0.09

Resultate Modell 1.xlsm

13Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente		
	Nr.	P _X [kN]	P _Y [kN]	P _Z [kN]	M _X [kNm]	M _Y [kNm]
35	30.64	647.99	757.29	4514.90	56.83	0.11
37	460.35	29.58	528.29	56.10	3227.08	0.09
39	13.75	643.74	129.26	4865.33	25.17	0.89
44	287.90	12.39	114.52	23.00	2236.17	0.31
49	288.13	11.76	118.00	23.45	2244.15	0.30
51	13.41	637.51	148.84	5033.53	24.79	0.95
56	28.33	634.91	803.14	4577.69	55.34	0.12
65	457.22	29.28	562.79	56.80	3223.46	0.08

Resultate Modell 1.xlsm

14Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente		
	Nr.	P _X [kN]	P _Y [kN]	P _Z [kN]	M _X [kNm]	M _Y [kNm]
35	18.99	336.34	419.65	2105.21	35.18	0.08
37	306.07	17.52	347.22	30.22	2228.05	0.07
39	9.00	338.69	137.97	2406.81	16.04	0.66
44	188.13	7.29	105.69	12.74	1568.92	0.25
49	193.11	7.03	104.58	11.66	1565.88	0.25
51	9.87	340.46	143.23	2431.82	16.27	0.59
56	18.85	337.50	401.01	2209.12	35.89	0.08
65	305.85	17.00	374.76	28.31	2230.48	0.06

Resultate Modell 1.xlsm

15Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente		
	Nr.	P _X [kN]	P _Y [kN]	P _Z [kN]	M _X [kNm]	M _Y [kNm]
35	16.86	329.81	333.73	2004.90	32.96	0.11
37	336.83	13.83	293.31	27.69	2064.31	0.07
39	9.20	306.95	134.73	2228.80	16.69	0.51
44	206.20	6.35	108.74	11.03	1376.47	0.30
49	209.59	6.15	131.63	11.42	1388.26	0.31
51	8.18	333.86	162.09	2290.64	14.57	0.57
56	17.46	338.43	354.84	2001.33	34.78	0.09
65	336.73	14.03	262.32	26.32	2061.63	0.07

Resultate Modell 1.xlsm

16Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente		
	Nr.	P _X [kN]	P _Y [kN]	P _Z [kN]	M _X [kNm]	M _Y [kNm]
35	27.10	520.14	575.35	3854.70	49.90	0.16
37	553.07	24.20	467.87	46.80	2939.12	0.13
39	13.28	518.63	183.02	4294.40	22.88	0.63
44	332.11	10.29	129.78	21.27	1892.12	0.60
49	327.68	11.20	140.49	19.19	1881.48	0.58
51	12.75	522.85	184.17	4030.70	22.66	0.68
56	25.27	518.00	618.29	3786.20	49.94	0.18
65	554.38	23.41	469.71	48.82	2939.93	0.14

Resultate Modell 1.xlsm

17Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente		
	Nr.	P _X [kN]	P _Y [kN]	P _Z [kN]	M _X [kNm]	M _Y [kNm]
35	52.73	478.10	901.48	3461.52	111.83	0.12
37	1012.13	24.88	670.21	42.87	7123.42	0.12
39	25.02	529.29	236.16	4195.19	50.72	0.73
44	623.73	11.00	163.54	19.79	4797.10	0.67
49	624.18	11.02	187.04	20.35	4800.73	0.66
51	25.29	531.47	236.34	4019.17	49.82	0.74
56	52.60	481.30	930.65	3316.39	111.71	0.12
65	1011.88	23.72	663.55	43.82	7130.03	0.11

Resultate Modell 1.xlsm

18Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente		
	Nr.	P _X [kN]	P _Y [kN]	P _Z [kN]	M _X [kNm]	M _Y [kNm]
35	25.07	342.69	383.72	2227.24	47.69	0.21
37	454.49	15.49	337.36	28.78	2921.42	0.15
39	13.81	324.41	221.48	2495.39	23.89	0.73
44	288.39	10.48	182.99	14.81	1997.83	0.49
49	284.89	10.67	190.22	14.26	1989.46	0.50
51	14.76	329.65	240.12	2308.72	24.60	0.63
56	25.66	350.36	383.14	2118.50	49.42	0.16
65	456.18	15.57	351.76	29.20	2921.37	0.15

Resultate Modell 1.xlsm

19Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente		
	Nr.	P _X [kN]	P _Y [kN]	P _Z [kN]	M _X [kNm]	M _Y [kNm]
35	15.32	281.74	332.40	2000.02	25.88	0.11
37	236.71	13.28	279.27	25.66	1329.55	0.08
39	7.45	284.35	184.31	2179.70	11.74	0.52
44	148.95	7.23	155.95	11.11	950.79	0.31
49	147.21	7.18	140.05	10.43	940.79	0.30
51	9.10	305.43	196.66	2157.18	13.58	0.53
56	14.75	302.85	386.01	2001.18	25.10	0.10
65	235.69	14.36	305.33	25.28	1333.06	0.08

Resultate Modell 1.xlsm

20Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente		
	Nr.	P _X [kN]	P _Y [kN]	P _Z [kN]	M _X [kNm]	M _Y [kNm]
35	17.98	394.18	449.74	2850.81	31.39	0.09
37	279.18	18.73	385.55	35.42	1643.02	0.08
39	8.97	369.75	177.70	2983.68	14.91	0.47
44	172.48	10.92	165.89	16.85	1091.55	0.30
49	171.22	10.45	169.09	17.95	1086.86	0.32
51	9.38	395.52	169.40	3216.26	15.21	0.55
56	16.87	400.82	456.55	2941.36	30.37	0.12
65	282.46	18.23	381.24	34.95	1645.51	0.08

Resultate Modell 1.xlsm

21Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente		
	Nr.	P _X [kN]	P _Y [kN]	P _Z [kN]	M _X [kNm]	M _Y [kNm]
35	32.02	677.18	693.45	4692.43	61.75	0.25
37	708.86	28.32	569.21	56.52	3697.11	0.20
39	15.04	670.43	248.79	5064.35	28.44	0.89
44	415.95	14.59	177.07	25.37	2351.47	0.88
49	416.41	14.54	175.80	23.50	2351.70	0.86
51	15.33	635.39	259.52	4939.38	27.44	0.91
56	32.84	648.91	703.15	4633.02	62.74	0.25
65	706.78	28.36	544.59	57.16	3695.90	0.21

Resultate Modell 1.xlsm

22Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente		
	Nr.	P _X [kN]	P _Y [kN]	P _Z [kN]	M _X [kNm]	M _Y [kNm]
35	53.11	425.54	849.33	3297.78	107.31	0.13
37	998.24	25.20	660.44	41.53	6625.58	0.13
39	24.15	483.42	243.33	3975.93	47.96	0.57
44	611.68	10.53	163.30	18.77	4474.07	0.76
49	615.23	9.82	163.34	19.00	4477.00	0.75
51	23.51	482.55	240.92	3865.60	46.80	0.57
56	53.72	426.26	877.89	3323.30	108.95	0.14
65	994.41	22.94	665.63	43.92	6620.02	0.14

Resultate Modell 1.xlsm

23Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente		
	Nr.	P _X [kN]	P _Y [kN]	P _Z [kN]	M _X [kNm]	M _Y [kNm]
35	40.11	614.16	784.54	4264.38	78.86	0.12
37	713.17	27.46	638.24	54.11	4580.46	0.11
39	16.63	588.92	262.31	4823.17	33.14	0.77
44	441.06	13.72	229.08	22.86	3113.87	0.55
49	437.87	13.41	230.57	24.06	3092.19	0.54
51	17.65	618.39	262.43	4946.55	33.50	0.77
56	37.74	612.08	823.24	4376.00	75.96	0.15
65	709.26	29.00	653.69	53.15	4579.88	0.12

Resultate Modell 1.xlsm

24Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente		
	Nr.	P _X [kN]	P _Y [kN]	P _Z [kN]	M _X [kNm]	M _Y [kNm]
35	23.26	334.57	392.87	2704.49	42.39	0.11
37	378.33	13.93	380.27	32.38	2259.96	0.09
39	12.44	326.79	255.94	2967.72	20.76	0.41
44	236.21	7.96	190.58	14.59	1582.05	0.36
49	241.36	7.32	192.99	13.58	1588.20	0.36
51	12.95	307.96	247.27	2753.47	20.94	0.41
56	23.78	324.01	399.72	2628.74	42.96	0.10
65	390.28	14.65	394.78	32.96	2258.50	0.09

Resultate Modell 1.xlsm

25Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente			
	Nr.	P _X [kN]	P _Y [kN]	P _Z [kN]	M _X [kNm]	M _Y [kNm]	M _Z [kNm]
35		19.43	475.47	515.85	3414.04	36.55	0.11
37		329.74	21.77	390.43	43.39	2123.77	0.10
39		8.97	446.38	146.35	3597.67	16.11	0.81
44		199.66	9.68	93.85	17.04	1390.06	0.35
49		202.27	10.04	116.15	18.06	1396.55	0.33
51		9.56	473.02	117.20	3953.69	16.22	0.70
56		20.74	487.42	483.19	3594.60	38.87	0.11
65		346.92	23.10	376.10	44.57	2123.25	0.09

Resultate Modell 1.xlsm

26Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente			
	Nr.	P _X [kN]	P _Y [kN]	P _Z [kN]	M _X [kNm]	M _Y [kNm]	M _Z [kNm]
35		33.47	581.08	791.93	4131.77	66.81	0.11
37		593.91	26.41	501.05	48.09	4239.77	0.10
39		17.09	598.36	303.55	4778.42	31.79	0.68
44		364.37	11.91	224.21	21.27	2835.63	0.43
49		364.93	12.09	237.34	22.31	2848.43	0.42
51		16.36	589.54	273.07	4726.93	31.15	0.70
56		34.56	552.42	741.13	4056.00	68.73	0.11
65		602.51	25.77	525.23	51.48	4245.46	0.09

Resultate Modell 1.xlsm

27Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente			
	Nr.	P _X [kN]	P _Y [kN]	P _Z [kN]	M _X [kNm]	M _Y [kNm]	M _Z [kNm]
35		27.91	615.27	729.50	4620.71	55.06	0.19
37		573.22	26.98	558.65	56.09	3175.02	0.16
39		12.96	598.70	153.47	4892.38	24.54	0.83
44		336.98	11.13	144.07	22.97	2084.89	0.61
49		345.56	11.76	149.33	22.33	2114.61	0.61
51		11.65	613.01	152.32	4914.35	23.18	0.75
56		26.78	612.57	704.23	4629.20	50.45	0.19
65		554.48	26.47	523.14	55.37	3165.58	0.15

Resultate Modell 1.xlsm

28Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente			
	Nr.	P _X [kN]	P _Y [kN]	P _Z [kN]	M _X [kNm]	M _Y [kNm]	M _Z [kNm]
35		27.08	311.87	426.67	2109.34	51.44	0.23
37		586.33	13.90	320.70	24.42	3018.63	0.18
39		12.88	340.97	153.91	2462.13	23.31	0.79
44		352.72	6.57	88.71	12.48	1918.96	0.76
49		347.89	7.13	88.46	11.59	1921.63	0.75
51		13.34	338.64	169.86	2087.88	23.43	0.85
56		26.86	319.83	466.62	1933.14	52.81	0.22
65		585.25	14.28	324.14	24.88	3018.90	0.19

Resultate Modell 1.xls

29Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente			
	Nr.	P _X [kN]	P _Y [kN]	P _Z [kN]	M _X [kNm]	M _Y [kNm]	M _Z [kNm]
35		31.60	286.65	427.74	1746.72	64.41	0.10
37		603.16	11.15	308.22	20.39	4017.39	0.10
39		15.68	286.45	197.07	1913.68	29.76	0.51
44		369.86	6.63	126.08	10.10	2689.87	0.48
49		374.02	6.26	131.40	9.37	2703.25	0.50
51		14.92	243.94	178.15	1755.62	29.07	0.54
56		30.85	271.63	417.31	1660.73	64.50	0.11
65		605.90	12.67	313.79	22.15	4016.86	0.10

Resultate Modell 1.xls

30Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente			
	Nr.	P _X [kN]	P _Y [kN]	P _Z [kN]	M _X [kNm]	M _Y [kNm]	M _Z [kNm]
35		35.27	399.57	614.96	2731.87	66.69	0.16
37		633.40	21.12	471.65	38.54	4040.10	0.13
39		17.70	420.80	310.56	2996.97	31.45	0.82
44		386.74	11.98	263.38	17.53	2751.90	0.58
49		391.47	11.57	289.37	19.66	2764.62	0.58
51		17.06	438.49	298.87	3154.81	31.23	0.70
56		32.90	408.55	562.58	2836.62	65.95	0.13
65		633.55	19.68	471.50	34.97	4040.38	0.12

Mittelwert

Knoten Nr.	Lagerkräfte			Lagermomente		
	P _X [kN]	P _Y [kN]	P _Z [kN]	M _X [kNm]	M _Y [kNm]	M _Z [kNm]
35	28.3	433.9	557.3	3026.7	55.1	0.1
37	539.4	20.1	440.4	37.7	3306.4	0.1
39	13.7	436.3	197.5	3360.8	25.3	0.7
44	330.1	9.6	147.5	16.7	2213.7	0.5
49	331.1	9.6	152.2	16.5	2216.4	0.5
51	13.6	435.7	197.3	3332.3	25.0	0.7
56	28.1	431.0	559.2	3020.1	55.2	0.1
65	539.2	20.0	440.4	38.1	3305.9	0.1

Standardabweichung

Knoten Nr.	Lagerkräfte			Lagermomente		
	P _X [kN]	P _Y [kN]	P _Z [kN]	M _X [kNm]	M _Y [kNm]	M _Z [kNm]
35	9.8	129.7	170.5	938.2	21.4	0.1
37	202.4	5.9	119.1	11.3	1405.4	0.0
39	4.5	125.8	49.3	1017.7	9.5	0.2
44	123.7	2.4	45.2	4.5	942.6	0.2
49	123.7	2.3	47.7	4.7	942.7	0.2
51	4.4	128.0	47.5	1057.5	9.3	0.2
56	10.1	127.2	169.5	961.2	21.8	0.1
65	201.2	5.5	116.9	11.3	1405.8	0.0

Max

Knoten Nr.	Lagerkräfte			Lagermomente		
	P _X [kN]	P _Y [kN]	P _Z [kN]	M _X [kNm]	M _Y [kNm]	M _Z [kNm]
35	53.1	716.1	901.5	4700.1	111.8	0.3
37	1012.1	33.4	670.2	59.2	7123.4	0.2
39	25.0	686.8	310.6	5064.4	50.7	1.2
44	623.7	14.6	263.4	25.4	4797.1	0.9
49	624.2	14.5	289.4	24.1	4800.7	0.9
51	25.3	667.2	298.9	5186.7	49.8	1.1
56	53.7	720.5	930.7	4800.5	111.7	0.3
65	1011.9	30.5	665.6	57.8	7130.0	0.2

Min

Knoten Nr.	Lagerkräfte			Lagermomente		
	P _X [kN]	P _Y [kN]	P _Z [kN]	M _X [kNm]	M _Y [kNm]	M _Z [kNm]
35	15.3	253.2	226.7	1746.7	25.9	0.1
37	236.7	10.7	198.5	20.4	1329.6	0.1
39	7.5	249.5	129.3	1913.7	11.7	0.4
44	149.0	6.1	75.3	10.0	950.8	0.3
49	147.2	5.9	77.4	9.2	940.8	0.3
51	8.1	232.7	117.2	1755.6	13.6	0.4
56	14.8	248.5	276.8	1660.7	25.1	0.1
65	235.7	11.3	246.5	22.2	1333.1	0.1

Resultat Modell 2.xlsx

1Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente		
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
35	16.23	284.42	296.93	2327.52	31.93	0.08
37	306.54	13.17	252.19	28.15	1853.39	0.07
39	7.57	273.90	128.62	2506.83	13.62	0.35
44	185.60	5.83	103.14	11.10	1240.53	0.27
49	186.40	5.50	93.40	10.03	1231.46	0.29
51	7.46	257.81	145.57	2429.06	13.91	0.33
56	16.46	282.03	340.97	2302.16	32.12	0.08
65	307.91	14.02	293.16	29.17	1854.37	0.06

Resultat Modell 2.xlsx

2Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente		
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
35	22.86	338.65	515.58	2564.01	46.30	0.09
37	433.91	16.43	392.91	32.46	2924.16	0.08
39	12.72	339.64	178.11	2838.99	22.82	0.44
44	267.41	8.03	120.94	14.71	2018.41	0.35
49	268.93	7.91	116.68	13.97	2010.32	0.34
51	13.64	353.01	151.45	3094.79	23.66	0.48
56	24.06	350.61	507.45	2675.75	48.51	0.09
65	434.22	17.95	394.07	30.72	2929.04	0.07

Resultat Modell 2.xlsx

3Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente		
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
35	13.18	445.15	408.69	2717.57	24.35	0.07
37	242.76	18.28	338.47	35.01	1451.47	0.05
39	7.43	430.89	173.56	2891.77	12.01	0.70
44	142.30	8.76	163.84	15.45	983.37	0.23
49	145.86	8.91	166.17	15.26	983.04	0.24
51	6.57	398.68	172.37	2876.47	11.19	0.59
56	13.02	427.40	422.41	2732.18	23.60	0.07
65	238.06	18.87	317.81	35.08	1449.16	0.05

Resultat Modell 2.xlsx

4Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente		
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
35	25.42	407.83	584.24	3237.62	50.21	0.08
37	460.79	20.26	453.42	39.33	2969.47	0.07
39	11.76	428.06	159.65	3672.72	22.03	0.42
44	282.49	10.11	153.71	18.36	2003.85	0.36
49	284.26	10.34	153.57	18.18	2016.30	0.35
51	11.28	435.53	166.99	3668.51	21.71	0.48
56	24.32	413.72	601.04	3203.02	48.42	0.09
65	454.27	19.46	463.58	40.06	2964.20	0.07

Resultat Modell 2.xlsx

5Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente		
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
35	32.86	329.58	534.72	2232.40	67.55	0.15
37	679.92	16.11	418.79	28.46	4231.18	0.14
39	15.66	340.13	167.82	2467.05	30.15	0.60
44	415.97	6.87	89.24	13.14	2788.76	0.64
49	409.70	7.95	87.19	12.42	2780.72	0.62
51	16.63	353.61	163.53	2588.24	31.95	0.62
56	33.78	326.26	563.74	2226.02	69.57	0.16
65	689.01	15.33	432.72	27.70	4233.45	0.13

Resultat Modell 2.xlsx

6Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente		
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
35	17.26	461.33	494.53	3331.19	35.73	0.10
37	333.75	20.29	352.35	41.03	2453.74	0.08
39	8.97	453.14	131.70	3618.30	17.86	0.48
44	206.00	9.65	110.92	17.13	1658.72	0.37
49	207.09	9.45	109.45	18.24	1650.81	0.37
51	8.97	439.57	124.54	3659.34	16.31	0.51
56	19.20	452.40	468.70	3404.18	39.84	0.09
65	337.45	19.75	349.83	40.71	2454.72	0.08

Resultat Modell 2.xlsx

7Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente		
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
35	20.32	331.94	415.91	2328.28	38.83	0.16
37	436.73	15.81	347.83	29.48	2342.87	0.13
39	9.45	350.11	194.63	2653.29	17.73	0.51
44	270.06	8.20	135.85	13.22	1579.24	0.52
49	267.96	7.48	135.60	13.68	1576.04	0.51
51	9.51	329.67	188.85	2641.80	17.42	0.51
56	19.09	314.86	420.55	2340.88	38.97	0.14
65	439.93	15.55	319.72	31.16	2343.71	0.12

Resultat Modell 2.xlsx

8Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente		
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
35	42.75	350.86	621.49	2178.83	88.69	0.22
37	935.74	18.55	507.01	28.87	5539.40	0.19
39	21.40	381.05	237.64	2577.69	41.01	0.83
44	582.10	7.97	113.36	12.95	3731.43	0.91
49	580.98	7.37	135.07	13.26	3734.84	0.90
51	21.27	411.78	221.98	2819.57	41.17	0.78
56	44.10	356.31	628.15	2247.16	89.56	0.23
65	936.24	17.33	512.03	31.75	5536.41	0.20

Resultat Modell 2.xlsx

9Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente			
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
35	43.03	394.19		736.06	2621.72	87.77	0.12
37	787.75		19.54	533.58	33.00	5335.80	0.11
39	19.36	432.12		202.94	3043.27	38.63	0.76
44	494.20		8.57	125.98	14.48	3612.48	0.62
49	487.05		8.41	134.64	15.48	3610.63	0.58
51	20.14	452.53		224.03	2964.48	39.14	0.77
56	41.20	418.38		740.56	2598.12	85.17	0.12
65	796.66		20.25	526.97	33.05	5334.39	0.10

Resultat Modell 2.xlsx

10Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente				
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	
35	13.51		396.18		388.11	2453.34	24.00	0.17
37	259.55		16.69		352.22	30.68	1310.44	0.12
39	7.56		372.72		156.48	2659.55	11.58	0.80
44	146.71		7.96		141.54	14.36	876.69	0.40
49	146.09		8.36		139.99	14.56	878.26	0.39
51	6.60		363.65		159.64	2679.71	10.80	0.71
56	12.57		377.24		367.79	2521.92	21.69	0.16
65	256.16		16.04		329.62	31.12	1311.08	0.13

Resultat Modell 2.xlsx

11Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente			
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
35	27.97	305.85		430.53	2036.97	55.73	0.08
37	472.29		13.66	362.36	23.73	3353.42	0.07
39	11.76	316.63		138.44	2231.40	23.31	0.52
44	281.65		6.31	111.72	12.47	2253.72	0.34
49	286.69		7.08	95.43	11.99	2266.13	0.33
51	11.37	281.66		142.24	2188.35	23.04	0.38
56	24.19	277.75		388.04	1965.99	51.77	0.07
65	457.66		12.62	317.81	24.31	3353.75	0.07

Resultat Modell 2.xlsx

12Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente				
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	
35	29.45		345.22		550.82	2639.16	61.72	0.09
37	563.32		18.78		405.58	34.35	3893.57	0.09
39	12.86		364.58		140.65	3106.34	26.73	0.40
44	354.09		7.55		102.01	14.18	2673.68	0.40
49	354.80		7.73		97.11	13.54	2681.90	0.39
51	12.63		346.84		136.29	2953.34	26.74	0.41
56	25.40		348.97		481.06	2626.49	57.71	0.10
65	553.29		15.71		378.57	31.27	3890.34	0.09

Resultat Modell 2.xlsx

13Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente		
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
35	20.10	511.29	553.33	3644.99	36.09	0.09
37	286.21	23.59	403.70	45.27	1839.02	0.07
39	9.40	509.75	129.76	4004.28	15.87	0.62
44	176.70	9.85	131.63	18.27	1292.51	0.27
49	174.69	10.43	128.06	18.48	1290.52	0.27
51	8.85	516.93	138.32	3981.16	15.33	0.64
56	21.05	511.44	587.33	3638.01	36.00	0.11
65	274.42	22.96	434.67	45.38	1835.49	0.08

Resultat Modell 2.xlsx

14Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente		
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
35	17.10	363.85	354.73	2495.93	36.64	0.08
37	331.73	13.82	316.33	29.20	2425.95	0.06
39	8.32	359.38	122.31	2816.51	17.25	0.48
44	207.21	6.36	98.87	13.10	1637.23	0.24
49	205.21	6.58	90.07	11.45	1633.50	0.24
51	8.16	326.27	124.89	2413.63	15.29	0.46
56	17.37	356.05	443.80	2329.18	36.82	0.07
65	330.57	13.98	324.21	31.01	2426.60	0.06

Resultat Modell 2.xlsx

15Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente		
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
35	13.56	298.45	330.84	2122.52	26.59	0.08
37	270.32	13.43	263.73	25.52	1640.55	0.06
39	6.48	294.91	80.39	2352.65	12.45	0.47
44	164.52	6.46	61.85	11.18	1103.77	0.24
49	168.94	5.97	64.01	11.43	1116.88	0.24
51	6.85	289.88	78.95	2224.81	12.67	0.51
56	13.15	295.32	344.84	2051.80	26.56	0.08
65	268.11	12.42	241.92	25.56	1637.71	0.05

Resultat Modell 2.xlsx

16Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente		
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
35	19.34	497.42	567.29	3834.10	34.26	0.13
37	332.94	23.73	401.77	46.94	1790.92	0.10
39	8.54	480.30	123.24	4222.94	14.80	0.51
44	202.41	10.21	101.03	19.46	1217.89	0.35
49	205.73	10.69	106.38	18.56	1208.88	0.37
51	8.72	491.67	132.09	4172.09	15.04	0.50
56	16.73	498.79	536.43	3776.64	31.91	0.13
65	315.26	23.14	426.48	45.87	1796.39	0.10

Resultat Modell 2.xlsx

17Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente			
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
35	48.41	277.17		726.34	2126.22	104.02	0.10
37	967.14		18.40	579.62	29.71	6704.68	0.11
39	23.75	341.69		256.58	2768.95	48.08	0.51
44	597.47		7.75	174.67	15.33	4512.57	0.65
49	598.45		8.05	193.82	14.39	4515.85	0.65
51	22.93	356.79		251.02	2765.45	46.99	0.51
56	48.59		292.28	729.81	2154.85	104.63	0.10
65	967.19		16.06	566.76	28.10	6700.31	0.11

Resultat Modell 2.xlsx

18Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente				
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	
35	14.21		254.25		304.64	1824.82	27.95	0.11
37	277.09		11.60		259.09	23.85	1781.18	0.08
39	8.82		250.73		141.83	2059.35	15.02	0.43
44	171.39		8.48		127.78	11.83	1277.20	0.41
49	170.31		7.99		120.74	11.52	1276.83	0.40
51	9.15		250.20		137.48	1948.45	15.33	0.43
56	15.31		257.42		316.53	1769.53	30.10	0.11
65	283.20		12.16		266.40	23.73	1780.96	0.09

Resultat Modell 2.xlsx

19Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente			
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
35	12.26	302.20		351.89	2032.93	24.53	0.07
37	243.44		12.61	294.95	27.57	1560.42	0.06
39	8.09	293.13		127.68	2150.11	13.37	0.43
44	154.27		5.71	95.50	10.59	1048.24	0.23
49	150.56		5.81	99.45	10.90	1036.08	0.23
51	5.87	281.36		99.80	2365.12	10.72	0.44
56	15.04		289.05	369.76	2127.26	28.18	0.08
65	251.07		13.18	237.26	26.60	1563.69	0.06

Resultat Modell 2.xlsx

20Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente				
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	
35	14.93		257.35		289.58	2039.52	28.00	0.08
37	272.81		11.96		247.28	25.82	1634.01	0.06
39	8.08		263.17		167.67	2261.68	13.60	0.38
44	167.30		7.74		143.88	11.01	1088.81	0.26
49	168.21		6.85		145.04	10.03	1089.89	0.27
51	7.83		240.40		160.69	2002.84	13.18	0.31
56	15.42		255.67		353.22	1946.02	29.20	0.07
65	276.85		12.54		262.60	26.97	1635.53	0.05

Resultat Modell 2.xlsx

21Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente		
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
35	18.19	455.67	350.04	2817.15	35.46	0.16
37	382.03	19.17	281.78	34.49	2062.22	0.13
39	8.83	416.50	216.79	3055.72	16.31	0.72
44	229.91	9.88	160.71	14.27	1326.91	0.48
49	226.58	9.48	152.88	14.93	1317.79	0.48
51	9.65	431.00	197.22	2802.11	16.91	0.69
56	18.26	460.70	357.53	2693.26	35.94	0.15
65	375.71	18.06	280.23	34.65	2061.47	0.12

Resultat Modell 2.xlsx

22Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente		
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
35	23.91	329.26	456.83	2531.13	45.66	0.09
37	430.15	15.84	375.52	30.03	2711.18	0.07
39	11.36	338.45	147.65	2782.77	20.75	0.40
44	264.26	8.73	104.61	14.16	1813.35	0.36
49	264.84	8.29	109.57	14.49	1821.43	0.36
51	11.35	325.68	159.30	2815.30	20.95	0.41
56	24.23	318.77	496.02	2444.02	46.15	0.09
65	427.89	14.77	407.70	30.91	2707.37	0.08

Resultat Modell 2.xlsx

23Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente		
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
35	33.10	430.29	615.26	3134.70	65.37	0.08
37	570.71	20.57	490.57	38.89	3825.03	0.07
39	14.26	459.64	201.95	3641.83	28.15	0.55
44	350.17	10.98	176.14	17.54	2587.85	0.39
49	352.71	9.85	180.76	17.63	2601.75	0.40
51	15.02	449.21	203.88	3603.81	28.81	0.55
56	30.89	442.14	642.41	3181.25	62.66	0.08
65	564.91	21.78	503.08	39.14	3821.68	0.07

Resultat Modell 2.xlsx

24Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente		
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
35	10.89	229.77	289.52	1632.02	19.61	0.06
37	142.64	11.45	247.50	21.51	1043.76	0.05
39	7.11	225.62	178.67	1838.84	9.01	0.29
44	85.08	5.86	135.79	9.39	682.15	0.18
49	86.17	6.08	147.09	9.07	683.57	0.18
51	6.69	227.03	182.10	1739.30	10.23	0.36
56	9.89	231.56	247.52	1578.11	16.05	0.07
65	138.45	11.08	210.26	19.81	1043.05	0.05

Resultat Modell 2.xlsx

25Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente			
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
35	16.12	241.82		332.89	1497.55	33.23	0.08
37	302.43	11.09		280.56	19.69	2076.93	0.07
39	8.01	251.55		113.05	1760.66	14.96	0.39
44	185.33	5.23		93.91	9.74	1391.13	0.26
49	186.62	5.92		115.30	8.80	1395.09	0.27
51	8.27	253.92		140.71	1644.58	14.70	0.50
56	16.84	250.71		337.15	1431.06	32.79	0.09
65	303.65	12.73		262.32	19.96	2075.55	0.06

Resultat Modell 2.xlsx

26Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente			
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
35	27.76	341.44		518.64	2597.53	57.83	0.07
37	514.06	17.36		390.22	33.73	3724.61	0.07
39	14.52	367.53		228.28	2902.89	27.26	0.40
44	323.88	8.87		172.79	15.14	2520.89	0.34
49	324.32	7.92		185.01	15.57	2529.37	0.33
51	14.56	367.19		212.43	3036.76	27.68	0.45
56	30.25	361.61		486.41	2705.08	60.78	0.08
65	518.31	15.56		393.12	32.36	3726.17	0.07

Resultat Modell 2.xlsx

27Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente			
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
35	19.47	271.70		359.87	2023.72	37.06	0.14
37	425.48	13.03		292.71	24.70	2367.14	0.11
39	9.76	284.26		136.18	2249.15	17.21	0.42
44	264.07	5.76		101.28	10.65	1563.32	0.48
49	260.99	6.58		94.71	11.11	1556.06	0.46
51	9.85	293.48		136.44	2265.89	17.83	0.43
56	21.37	277.98		390.41	1966.63	41.44	0.15
65	434.07	12.68		291.73	25.52	2369.23	0.12

Resultat Modell 2.xlsx

28Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente			
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
35	28.43	458.38		617.25	3273.04	54.63	0.18
37	600.97	21.37		487.30	41.38	3262.35	0.15
39	14.69	496.72		183.29	3775.36	26.22	0.74
44	360.27	9.36		111.92	16.76	2217.11	0.64
49	360.26	8.49		121.88	17.68	2215.51	0.61
51	13.88	473.55		182.75	3712.12	25.16	0.76
56	27.91	463.18		608.67	3302.08	55.52	0.20
65	595.05	21.29		451.14	40.49	3259.90	0.15

Resultat Modell 2.xlsx

29Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente		
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
35	27.72	319.48	559.61	2322.20	58.56	0.08
37	553.28	16.33	407.69	30.04	3701.55	0.08
39	13.68	353.31	166.35	2718.79	26.94	0.51
44	339.39	8.29	120.61	13.22	2485.08	0.40
49	341.15	8.22	125.01	13.80	2492.56	0.42
51	13.47	358.71	166.94	2748.42	26.88	0.52
56	28.76	330.35	553.25	2365.89	59.01	0.08
65	553.08	16.23	396.52	29.91	3698.34	0.08

Resultat Modell 2.xlsx

30Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente		
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
35	38.16	368.42	610.14	2510.85	77.81	0.14
37	711.99	19.03	498.65	32.79	4725.57	0.11
39	17.87	394.89	275.61	2903.99	34.46	0.54
44	434.89	10.79	232.63	16.02	3164.27	0.53
49	438.96	9.96	251.16	17.34	3171.80	0.54
51	19.14	379.41	291.86	2965.51	36.35	0.56
56	38.59	371.73	638.21	2630.00	76.94	0.12
65	702.18	18.89	500.82	32.76	4722.87	0.11

Mittelwert

Knoten Nr.	Lagerkräfte			Lagermomente		
	P _X [kN]	P _Y [kN]	P _Z [kN]	M _X [kNm]	M _Y [kNm]	M _Z [kNm]
35	23.6	353.3	472.2	2504.3	47.2	0.1
37	450.9	16.7	374.5	31.5	2884.5	0.1
39	11.6	362.2	166.9	2817.8	21.6	0.5
44	276.9	8.1	127.3	14.0	1945.0	0.4
49	277.0	8.0	129.8	13.9	1945.8	0.4
51	11.5	357.9	166.5	2792.4	21.6	0.5
56	23.6	353.7	479.0	2497.8	47.3	0.1
65	449.4	16.4	369.8	31.5	2883.9	0.1

Standardabweichung

Knoten Nr.	Lagerkräfte			Lagermomente		
	P _X [kN]	P _Y [kN]	P _Z [kN]	M _X [kNm]	M _Y [kNm]	M _Z [kNm]
35	10.0	77.7	131.9	562.0	21.7	0.0
37	206.0	3.6	92.6	6.7	1391.7	0.0
39	4.5	76.7	44.9	621.3	9.6	0.1
44	128.6	1.6	34.4	2.7	937.2	0.2
49	128.1	1.5	38.5	2.9	939.5	0.2
51	4.7	79.6	44.4	639.2	9.8	0.1
56	9.9	78.2	129.0	577.3	21.5	0.0
65	206.7	3.4	97.2	6.6	1390.7	0.0

Max

Knoten Nr.	Lagerkräfte			Lagermomente		
	P _X [kN]	P _Y [kN]	P _Z [kN]	M _X [kNm]	M _Y [kNm]	M _Z [kNm]
35	48.4	511.3	736.1	3834.1	104.0	0.2
37	967.1	23.7	579.6	46.9	6704.7	0.2
39	23.8	509.8	275.6	4222.9	48.1	0.8
44	597.5	11.0	232.6	19.5	4512.6	0.9
49	598.5	10.7	251.2	18.6	4515.9	0.9
51	22.9	516.9	291.9	4172.1	47.0	0.8
56	48.6	511.4	740.6	3776.6	104.6	0.2
65	967.2	23.1	566.8	45.9	6700.3	0.2

Min

Knoten Nr.	Lagerkräfte			Lagermomente		
	P _X [kN]	P _Y [kN]	P _Z [kN]	M _X [kNm]	M _Y [kNm]	M _Z [kNm]
35	10.9	229.8	289.5	1497.6	19.6	0.1
37	142.6	11.1	247.3	19.7	1043.8	0.1
39	6.5	225.6	80.4	1760.7	9.0	0.3
44	85.1	5.2	61.9	9.4	682.2	0.2
49	86.2	5.5	64.0	8.8	683.6	0.2
51	5.9	227.0	79.0	1644.6	10.2	0.3
56	9.9	231.6	247.5	1431.1	16.1	0.1
65	138.5	11.1	210.3	19.8	1043.1	0.1

Resultat Modell 6.xlsx

1Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente			
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
35	29.47	1107.00		901.02	7094.88	54.32	0.50
37	482.04	37.19		581.52	79.17	3006.00	0.36
39	0.09	30.18		214.37	417.17	0.00	0.00
44	7.30	0.09		136.97	0.00	80.58	0.00
49	7.22	0.09		122.91	0.00	76.91	0.00
51	0.09	28.54		176.76	411.78	0.00	0.00
56	29.29	1038.53		892.22	6469.68	55.72	0.53
65	496.34	36.16		628.46	76.23	3015.10	0.38

Resultat Modell 6.xlsx

2Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente			
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
35	32.20	835.45		674.07	4643.81	66.57	0.69
37	684.82	23.09		401.41	49.19	4040.11	0.54
39	0.10	31.95		130.01	366.59	0.00	0.00
44	14.48	0.08		70.75	0.00	144.57	0.00
49	14.68	0.08		98.77	0.00	140.84	0.00
51	0.10	27.12		160.11	399.76	0.00	0.00
56	33.36	789.20		695.35	4481.91	66.48	0.68
65	681.97	23.72		408.94	43.09	4044.36	0.57

Resultat Modell 6.xlsx

3Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente			
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
35	19.98	921.12		478.12	4513.89	39.84	0.62
37	365.53	27.13		339.56	55.14	2129.23	0.47
39	0.10	24.90		169.54	282.94	0.00	0.00
44	13.61	0.08		114.87	0.00	114.42	0.00
49	13.47	0.08		103.06	0.00	111.06	0.00
51	0.10	31.01		146.44	367.30	0.00	0.00
56	17.05	1039.19		442.93	5455.49	34.44	0.74
65	357.04	29.66		268.63	60.41	2141.63	0.47

Resultat Modell 6.xlsx

4Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente			
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
35	20.43	1122.87		673.68	6466.10	32.58	0.44
37	399.13	34.92		499.35	77.00	2133.86	0.29
39	0.08	29.15		140.00	334.98	0.00	0.00
44	6.72	0.07		103.67	0.00	60.98	0.00
49	6.72	0.07		109.12	0.00	59.40	0.00
51	0.08	25.40		165.66	335.91	0.00	0.00
56	20.93	1086.57		697.94	6060.96	36.20	0.43
65	398.15	37.21		467.20	73.35	2125.69	0.28

Resultat Modell 6.xlsx

5Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente		
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
35	29.25	744.99	699.39	4228.35	56.57	0.62
37	679.79	23.19	501.56	44.33	3317.99	0.52
39	0.11	27.42	225.25	420.69	0.00	0.00
44	14.79	0.09	120.45	0.00	108.01	0.00
49	14.74	0.09	101.05	0.00	109.85	0.00
51	0.11	27.09	193.09	334.12	0.00	0.00
56	28.42	748.12	628.45	3948.20	54.09	0.64
65	679.39	21.55	468.62	43.39	3316.07	0.54

Resultat Modell 6.xlsx

6Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente		
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
35	29.43	565.55	376.54	2701.20	56.49	0.58
37	530.88	15.91	241.58	28.31	3080.60	0.47
39	0.12	18.09	133.70	266.17	0.00	0.00
44	10.79	0.06	84.70	0.00	95.10	0.00
49	11.03	0.06	100.23	0.00	88.81	0.00
51	0.12	19.43	157.17	218.85	0.00	0.00
56	28.62	610.11	419.23	2635.26	54.89	0.59
65	524.62	15.32	270.31	29.30	3076.31	0.45

Resultat Modell 6.xlsx

7Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente		
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
35	18.71	513.21	407.46	2742.02	37.98	0.36
37	447.16	15.91	254.01	30.28	2307.67	0.30
39	0.12	18.27	136.29	238.53	0.00	0.00
44	8.85	0.06	87.24	0.00	73.74	0.00
49	8.93	0.06	85.67	0.00	73.83	0.00
51	0.12	16.87	122.94	234.42	0.00	0.00
56	19.48	448.82	423.94	2722.11	39.85	0.38
65	453.29	14.35	277.94	30.96	2308.67	0.29

Resultat Modell 6.xlsx

8Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente		
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
35	36.80	1145.25	839.73	7223.63	72.43	1.00
37	777.54	35.87	593.00	77.77	4344.38	0.71
39	0.12	38.56	243.24	564.76	0.00	0.00
44	15.58	0.06	138.61	0.00	137.38	0.00
49	15.57	0.06	138.75	0.00	145.02	0.00
51	0.12	34.80	257.92	486.90	0.00	0.00
56	36.43	1012.35	941.71	6449.08	70.98	0.94
65	772.24	33.74	520.32	69.08	4354.17	0.74

Resultat Modell 6.xlsx

9Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente		
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
35	22.83	610.78	476.43	2712.44	41.49	0.47
37	445.76	14.36	339.08	31.94	2152.16	0.33
39	0.11	20.00	207.78	208.69	0.00	0.00
44	9.09	0.06	122.76	0.00	81.33	0.00
49	8.87	0.06	137.31	0.00	90.47	0.00
51	0.11	16.87	253.53	256.50	0.00	0.00
56	20.41	587.57	415.04	3045.55	36.51	0.46
65	448.79	17.32	265.06	34.92	2155.73	0.39

Resultat Modell 6.xlsx

10Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente		
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
35	30.43	908.40	595.84	4845.77	53.31	0.49
37	466.81	29.29	410.59	60.28	2596.00	0.32
39	0.09	22.91	161.98	311.14	0.00	0.00
44	8.68	0.05	126.02	0.00	72.20	0.00
49	8.90	0.05	121.27	0.00	71.66	0.00
51	0.09	27.72	160.92	314.21	0.00	0.00
56	27.98	1065.49	667.02	5515.73	50.55	0.53
65	462.66	33.39	431.17	64.74	2591.18	0.32

Resultat Modell 6.xlsx

11Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente		
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
35	23.17	861.77	505.41	4663.50	39.30	0.62
37	400.57	24.50	330.69	53.40	2105.54	0.42
39	0.10	26.08	141.29	304.03	0.00	0.00
44	12.64	0.09	127.86	0.00	105.94	0.00
49	12.59	0.09	104.05	0.00	105.39	0.00
51	0.10	27.26	151.90	316.66	0.00	0.00
56	25.26	898.69	460.11	4326.13	43.41	0.60
65	406.07	27.43	327.54	49.58	2098.11	0.43

Resultat Modell 6.xlsx

12Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente		
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
35	25.95	647.94	604.91	4194.85	51.49	0.47
37	537.48	22.58	409.86	46.98	2969.83	0.35
39	0.11	19.47	186.16	283.32	0.00	0.00
44	7.11	0.07	131.23	0.00	75.87	0.00
49	7.01	0.07	110.47	0.00	73.40	0.00
51	0.11	20.27	175.61	333.03	0.00	0.00
56	24.48	692.92	555.52	4159.52	47.76	0.47
65	529.32	23.32	374.74	50.16	2976.80	0.35

Resultat Modell 6.xlsx

13Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente		
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
35	19.11	875.68	543.05	4754.10	35.34	0.51
37	375.78	24.06	286.23	50.90	2299.02	0.33
39	0.12	28.22	180.67	331.76	0.00	0.00
44	12.03	0.07	120.95	0.00	74.57	0.00
49	11.93	0.07	110.50	0.00	74.67	0.00
51	0.12	28.29	163.29	260.60	0.00	0.00
56	23.96	869.80	656.56	4207.16	45.80	0.46
65	363.83	25.18	342.37	48.68	2296.36	0.30

Resultat Modell 6.xlsx

14Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente		
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
35	28.64	602.95	455.22	3642.60	59.14	0.58
37	555.34	19.93	312.07	38.20	3457.09	0.47
39	0.09	19.46	165.71	275.33	0.00	0.00
44	11.73	0.09	108.49	0.00	97.12	0.00
49	11.77	0.09	78.29	0.00	97.66	0.00
51	0.09	21.32	138.31	274.43	0.00	0.00
56	26.91	569.86	531.38	2940.83	53.32	0.63
65	553.27	17.39	321.94	31.18	3461.72	0.46

Resultat Modell 6.xlsx

15Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente		
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
35	17.17	832.72	513.15	4269.92	27.22	0.56
37	258.68	24.46	341.34	52.36	1490.93	0.40
39	0.07	21.01	155.71	269.94	0.00	0.00
44	8.18	0.08	119.20	0.00	79.74	0.00
49	7.93	0.08	101.96	0.00	81.08	0.00
51	0.07	23.00	138.35	298.19	0.00	0.00
56	15.24	900.33	429.74	4537.92	26.73	0.61
65	270.40	29.11	341.02	55.13	1491.43	0.41

Resultat Modell 6.xlsx

16Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente		
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
35	24.76	780.70	579.09	4550.64	44.50	0.34
37	415.94	25.69	429.85	54.72	2232.39	0.30
39	0.10	21.50	156.17	289.48	0.00	0.00
44	7.76	0.08	110.69	0.00	67.83	0.00
49	7.56	0.08	131.87	0.00	61.87	0.00
51	0.10	21.08	189.99	358.06	0.00	0.00
56	23.75	708.31	576.34	4731.16	42.69	0.33
65	409.51	25.46	407.04	54.96	2235.33	0.28

Resultat Modell 6.xlsx

17Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente			
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
35	23.56	788.24		382.65	3956.34	52.08	0.51
37	511.82	19.01		255.71	41.87	3064.25	0.36
39	0.10	25.75		148.16	278.73	0.00	0.00
44	12.11	0.07		93.95	0.00	91.04	0.00
49	12.27	0.07		95.89	0.00	90.43	0.00
51	0.10	21.87		156.51	234.23	0.00	0.00
56	28.17	672.46		505.59	3257.13	56.49	0.47
65	519.29	20.03		323.78	37.04	3068.68	0.35

Resultat Modell 6.xlsx

18Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente			
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
35	21.19	734.29		449.66	4668.38	41.46	0.72
37	434.30	24.52		320.04	50.23	2583.15	0.57
39	0.09	23.96		177.03	385.79	0.00	0.00
44	10.63	0.08		112.38	0.00	119.78	0.00
49	10.97	0.08		101.73	0.00	117.65	0.00
51	0.09	21.27		131.81	269.32	0.00	0.00
56	26.54	607.50		611.26	3963.32	46.29	0.69
65	437.54	22.31		420.67	46.18	2592.17	0.53

Resultat Modell 6.xlsx

19Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente			
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
35	25.02	736.87		448.30	3622.15	50.06	0.52
37	555.82	20.85		283.57	40.38	3127.86	0.37
39	0.10	21.62		203.33	251.96	0.00	0.00
44	10.29	0.07		123.34	0.00	82.92	0.00
49	10.34	0.07		117.52	0.00	83.74	0.00
51	0.10	22.73		191.06	238.80	0.00	0.00
56	26.30	721.03		430.63	3329.06	51.76	0.56
65	546.40	20.82		288.71	38.04	3136.48	0.39

Resultat Modell 6.xlsx

20Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente			
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
35	16.77	723.91		415.10	3882.26	28.58	0.43
37	324.48	22.20		268.27	44.61	1678.46	0.30
39	0.09	21.26		143.80	262.21	0.00	0.00
44	8.05	0.07		107.46	0.00	70.07	0.00
49	8.05	0.07		105.05	0.00	68.30	0.00
51	0.09	19.76		146.43	256.57	0.00	0.00
56	17.20	687.05		437.16	3698.27	29.84	0.44
65	334.66	21.94		323.25	45.85	1686.36	0.29

Resultat Modell 6.xlsx

21Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente			
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
35	24.70	1231.87		867.49	7696.58	41.68	0.57
37	440.36	42.80		624.00	83.02	2361.93	0.45
39	0.08	37.44		245.83	476.51	0.00	0.00
44	13.46	0.07		183.40	0.00	110.67	0.00
49	13.65	0.07		171.70	0.00	108.31	0.00
51	0.08	38.13		235.46	502.78	0.00	0.00
56	26.58	1189.87		930.32	7506.43	45.25	0.65
65	441.04	41.19		647.40	85.11	2358.50	0.43

Resultat Modell 6.xlsx

22Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente			
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
35	34.36	1017.64		884.76	6350.48	74.66	0.82
37	749.86	30.13		560.52	67.00	4800.02	0.60
39	0.08	36.45		133.07	454.87	0.00	0.00
44	16.95	0.10		78.71	0.00	160.30	0.00
49	16.86	0.10		87.64	0.00	164.62	0.00
51	0.08	31.67		133.60	513.80	0.00	0.00
56	32.88	931.30		788.63	6364.53	72.57	0.73
65	759.23	29.54		501.39	63.76	4803.73	0.66

Resultat Modell 6.xlsx

23Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente			
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
35	19.53	655.00		621.35	3922.74	37.49	0.37
37	404.57	22.95		415.79	49.02	2292.91	0.31
39	0.09	18.13		135.55	242.17	0.00	0.00
44	9.50	0.09		72.64	0.00	82.16	0.00
49	9.31	0.09		85.72	0.00	88.24	0.00
51	0.09	20.45		132.85	297.14	0.00	0.00
56	19.36	669.06		538.36	4563.22	35.70	0.44
65	395.42	24.21		367.47	51.54	2289.85	0.36

Resultat Modell 6.xlsx

24Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente			
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
35	13.03	698.94		500.62	4760.66	26.69	0.46
37	386.16	23.75		391.10	50.08	2204.11	0.41
39	0.08	24.03		146.23	331.98	0.00	0.00
44	10.83	0.07		101.00	0.00	99.39	0.00
49	10.91	0.07		106.27	0.00	102.05	0.00
51	0.08	24.04		144.13	334.45	0.00	0.00
56	19.32	706.28		601.71	4583.42	37.01	0.47
65	401.74	23.89		468.89	50.97	2208.21	0.36

Resultat Modell 6.xlsx

25Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente		
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
35	17.68	499.26	298.50	2746.90	38.43	0.34
37	429.00	13.96	233.55	31.82	2465.16	0.25
39	0.08	17.72	161.16	215.71	0.00	0.00
44	8.72	0.10	142.97	0.00	68.94	0.00
49	8.85	0.10	144.08	0.00	67.03	0.00
51	0.08	15.25	165.87	189.26	0.00	0.00
56	16.71	411.93	338.03	2285.99	35.30	0.33
65	428.25	14.71	263.00	30.53	2465.27	0.26

Resultat Modell 6.xlsx

26Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente		
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
35	32.08	731.17	433.01	3869.61	65.35	0.65
37	610.29	17.84	294.33	39.69	3718.38	0.46
39	0.08	21.83	182.12	294.76	0.00	0.00
44	8.92	0.08	127.80	0.00	86.38	0.00
49	8.76	0.08	130.84	0.00	85.84	0.00
51	0.08	17.69	214.79	268.07	0.00	0.00
56	32.62	621.28	526.92	3148.38	64.01	0.62
65	612.63	17.27	311.74	33.61	3712.07	0.44

Resultat Modell 6.xlsx

27Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente		
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
35	39.59	722.74	586.41	3628.09	86.93	0.88
37	825.27	18.33	391.89	35.29	5556.48	0.70
39	0.08	26.71	147.03	365.00	0.00	0.00
44	15.21	0.09	60.31	0.00	141.06	0.00
49	15.14	0.09	60.71	0.00	141.71	0.00
51	0.08	29.70	114.87	298.15	0.00	0.00
56	39.99	716.73	604.39	3450.22	88.27	0.89
65	822.85	18.57	363.63	33.03	5548.21	0.72

Resultat Modell 6.xlsx

28Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente		
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
35	24.73	797.66	592.61	3729.94	50.96	0.51
37	516.19	23.28	375.56	45.24	3054.57	0.44
39	0.14	23.60	126.38	274.17	0.00	0.00
44	13.90	0.06	91.39	0.00	124.41	0.00
49	13.71	0.06	99.37	0.00	122.79	0.00
51	0.14	27.98	157.91	340.77	0.00	0.00
56	24.27	843.55	518.96	4842.85	47.42	0.71
65	505.95	24.49	373.23	52.40	3056.94	0.48

Resultat Modell 6.xlsx

29Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente		
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
35	24.10	433.42	423.22	2703.65	51.46	0.45
37	555.74	11.93	248.91	24.91	3280.75	0.35
39	0.11	18.07	132.18	224.50	0.00	0.00
44	8.96	0.07	68.93	0.00	85.63	0.00
49	8.91	0.07	80.70	0.00	87.83	0.00
51	0.11	18.45	138.87	225.33	0.00	0.00
56	25.76	495.31	426.42	2651.18	54.65	0.45
65	556.52	12.18	295.92	25.83	3285.16	0.36

Resultat Modell 6.xlsx

30Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente		
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
35	38.59	771.81	505.04	3779.02	77.20	0.63
37	728.90	21.95	320.21	44.99	4623.59	0.50
39	0.10	23.71	160.37	270.47	0.00	0.00
44	13.71	0.07	118.40	0.00	98.58	0.00
49	13.66	0.07	94.47	0.00	99.40	0.00
51	0.10	30.58	152.06	273.30	0.00	0.00
56	35.18	1015.89	458.80	4033.63	74.10	0.66
65	722.37	25.86	303.49	46.28	4610.77	0.47

Mittelwert

Knoten Nr.	Normalkraft N [kN]	Querkraft		Momente		
		V _y [kN]	V _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
35	749.8	34.1	535.3	0.1	4157.9	70.6
37	656.0	24.9	646.7	0.1	4501.0	50.9
39	180.8	15.5	545.1	0.6	4638.2	31.4
44	181.7	11.2	402.4	0.5	3036.9	21.5
49	182.1	11.3	403.0	0.5	3038.0	21.5
51	177.7	15.5	554.1	0.6	4712.8	31.4
56	733.8	34.4	538.7	0.1	4212.0	71.1
65	639.0	24.6	647.1	0.1	4500.4	50.1

Standardabweichung

Knoten Nr.	Normalkraft N [kN]	Querkraft		Momente		
		V _y [kN]	V _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
35	232.8	10.1	181.5	0.0	1489.6	21.6
37	179.2	8.0	200.7	0.0	1459.5	17.6
39	48.9	4.7	181.8	0.2	1647.6	9.9
44	44.3	3.9	126.4	0.2	989.1	7.6
49	45.0	3.8	124.7	0.2	988.1	7.6
51	50.0	4.8	176.7	0.2	1603.7	9.9
56	236.3	10.7	180.8	0.0	1469.8	22.8
65	186.4	7.9	202.9	0.0	1460.7	17.6

Max

Knoten Nr.	Normalkraft N [kN]	Querkraft		Momente		
		V _y [kN]	V _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
35	1351.2	59.8	1091.6	0.3	8663.7	128.2
37	1086.0	49.9	1137.5	0.3	8301.2	105.4
39	298.4	28.9	1095.3	1.1	9531.0	58.7
44	282.4	21.4	707.8	1.0	5573.1	42.7
49	291.4	22.0	702.7	1.0	5573.7	43.9
51	290.3	28.7	1084.1	1.0	9601.8	58.5
56	1329.1	60.9	1085.9	0.3	8716.2	129.4
65	1075.5	48.3	1139.0	0.3	8302.6	102.5

Min

Knoten Nr.	Normalkraft N [kN]	Querkraft		Momente		
		V _y [kN]	V _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
35	388.3	19.2	293.0	0.1	2358.5	36.3
37	381.2	14.9	302.2	0.1	2083.8	29.9
39	99.1	7.9	255.8	0.3	2324.8	15.8
44	80.7	6.1	181.3	0.3	1474.7	11.6
49	86.7	7.2	187.5	0.3	1478.7	13.3
51	96.5	7.8	328.1	0.4	2932.6	15.7
56	287.8	18.1	307.8	0.1	2564.3	35.5
65	224.9	13.4	308.2	0.1	2083.3	28.6

CMS Beton 5 Hz.xlsx

1Match

Knoten	Normalkraft	Querkraft		Momente		
		N [kN]	V _y [kN]	V _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
35	601.52	28.85	370.51	0.05	2862.62	58.42
37	522.04	18.15	486.49	0.05	3559.77	34.56
39	185.04	13.00	386.40	0.42	3151.29	25.65
44	165.91	8.55	302.72	0.29	2455.83	15.19
49	178.94	8.49	302.08	0.27	2463.79	15.13
51	180.13	13.25	386.10	0.41	3090.88	25.59
56	587.28	28.48	362.13	0.06	2876.59	57.68
65	517.26	17.00	494.76	0.06	3556.77	34.39

CMS Beton 5 Hz.xlsx

3Match

Knoten	Normalkraft	Querkraft		Momente		
		N [kN]	V _y [kN]	V _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
35	623.84	28.71	391.60	0.06	3073.10	63.32
37	524.51	18.32	567.84	0.06	4216.22	37.07
39	136.63	12.72	394.37	0.40	3354.57	27.65
44	134.40	7.84	359.59	0.32	2882.91	15.02
49	143.25	7.86	360.62	0.32	2875.45	15.38
51	131.81	13.54	425.94	0.40	3669.98	28.65
56	568.39	28.15	396.56	0.05	3097.82	62.76
65	554.68	17.66	568.65	0.05	4217.37	34.10

CMS Beton 5 Hz.xlsx

2Match

Knoten	Normalkraft	Querkraft		Momente		
		N [kN]	V _y [kN]	V _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
35	875.28	31.18	725.41	0.10	5892.45	64.10
37	769.49	31.48	551.97	0.09	3968.05	68.68
39	159.00	12.49	708.90	0.59	6425.04	27.01
44	184.42	13.96	359.29	0.35	2686.57	28.31
49	195.80	14.64	357.84	0.35	2676.46	29.29
51	161.16	13.36	739.38	0.59	6489.39	27.98
56	954.17	31.61	729.90	0.09	5829.44	65.24
65	759.84	31.87	568.85	0.08	3971.82	68.04

CMS Beton 5 Hz.xlsx

4Match

Knoten	Normalkraft	Querkraft		Momente		
		N [kN]	V _y [kN]	V _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
35	433.85	21.31	296.60	0.07	2515.16	41.50
37	334.84	14.98	385.24	0.06	2513.01	31.51
39	135.84	10.14	289.44	0.38	2577.43	19.00
44	110.75	5.91	233.09	0.26	1709.17	11.71
49	97.14	7.16	229.62	0.26	1712.78	13.95
51	139.45	9.93	325.96	0.40	2977.41	18.74
56	406.33	20.52	320.61	0.08	2656.24	41.15
65	340.56	14.70	381.93	0.06	2516.18	31.79

CMS Beton 5 Hz.xlsx

5Match

Knoten	Normalkraft	Querkraft		Momente		
		N [kN]	V _y [kN]	V _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
35	758.19	29.43	576.99	0.12	4311.93	57.51
37	607.64	24.93	503.88	0.11	3616.47	51.40
39	167.11	12.59	594.52	0.70	4808.23	25.05
44	141.84	11.35	313.62	0.43	2405.05	21.99
49	143.84	11.67	315.26	0.43	2414.52	22.87
51	155.96	12.17	585.67	0.59	4953.59	24.16
56	754.15	30.21	565.17	0.13	4365.43	58.12
65	602.12	24.50	518.97	0.10	3612.78	51.08

CMS Beton 5 Hz.xlsx

7Match

Knoten	Normalkraft	Querkraft		Momente		
		N [kN]	V _y [kN]	V _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
35	557.59	30.00	433.95	0.20	3807.89	60.21
37	502.26	19.28	577.51	0.18	4014.22	42.68
39	147.92	12.63	449.96	0.60	4244.35	26.40
44	130.77	8.99	367.54	0.60	2614.56	18.68
49	144.51	7.91	365.12	0.61	2619.31	16.98
51	147.55	13.03	441.82	0.60	4016.05	25.91
56	605.77	29.66	448.53	0.18	3681.86	60.19
65	493.92	21.33	582.99	0.17	4013.36	44.46

CMS Beton 5 Hz.xlsx

6Match

Knoten	Normalkraft	Querkraft		Momente		
		N [kN]	V _y [kN]	V _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
35	451.30	36.09	297.49	0.08	2485.49	78.47
37	415.12	12.83	710.28	0.09	5157.27	28.85
39	168.69	16.13	302.90	0.26	2725.91	34.13
44	125.62	5.23	449.31	0.42	3399.45	11.42
49	130.69	5.63	452.38	0.41	3404.61	11.39
51	169.99	17.10	264.74	0.29	2521.20	35.62
56	449.63	34.23	283.88	0.08	2411.83	76.18
65	406.44	13.12	707.89	0.09	5157.74	28.84

CMS Beton 5 Hz.xlsx

8Match

Knoten	Normalkraft	Querkraft		Momente		
		N [kN]	V _y [kN]	V _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
35	471.73	31.34	260.38	0.10	1884.41	67.63
37	404.79	12.16	625.46	0.09	4264.81	23.26
39	138.13	15.28	299.50	0.37	2385.65	31.71
44	82.63	6.46	382.25	0.45	2839.23	11.84
49	87.12	5.64	383.64	0.45	2838.45	10.50
51	130.98	14.07	275.75	0.40	2331.10	29.81
56	502.41	31.89	263.72	0.10	1852.95	69.69
65	410.65	11.85	618.58	0.10	4264.98	22.72

CMS Beton 5 Hz.xlsx

9Match

Knoten	Normalkraft	Querkraft		Momente		
		N [kN]	V _y [kN]	V _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
35	743.97	34.14	480.43	0.07	3758.29	71.24
37	606.92	20.83	610.85	0.07	4550.84	41.66
39	172.97	13.91	486.07	0.45	4171.01	29.12
44	199.54	11.17	378.21	0.39	3047.40	20.05
49	191.28	10.11	372.85	0.42	3060.56	18.75
51	161.60	14.30	448.00	0.49	3816.51	30.24
56	676.71	29.14	469.43	0.08	3585.50	63.95
65	660.94	20.20	601.72	0.07	4545.55	43.19

CMS Beton 5 Hz.xlsx

11Match

Knoten	Normalkraft	Querkraft		Momente		
		N [kN]	V _y [kN]	V _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
35	768.10	39.95	433.67	0.07	3467.74	82.61
37	631.64	22.04	706.33	0.07	5446.76	41.41
39	188.08	18.11	476.01	0.46	4098.44	36.81
44	173.18	9.64	437.03	0.41	3632.68	18.13
49	159.65	10.55	440.80	0.39	3628.56	19.05
51	175.93	17.87	484.92	0.47	4049.47	36.43
56	811.47	40.37	438.61	0.08	3488.62	83.50
65	651.52	21.21	707.49	0.08	5448.32	41.18

CMS Beton 5 Hz.xlsx

10Match

Knoten	Normalkraft	Querkraft		Momente		
		N [kN]	V _y [kN]	V _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
35	777.75	35.96	518.66	0.09	4010.64	73.80
37	587.84	24.85	641.69	0.09	4443.36	51.34
39	131.09	14.01	531.37	0.53	4406.19	30.07
44	142.96	9.54	390.79	0.44	3040.03	19.25
49	152.39	9.92	395.91	0.42	3049.75	20.92
51	131.78	14.76	545.75	0.51	4859.27	31.05
56	680.26	28.57	523.51	0.10	4298.15	63.33
65	604.64	23.28	623.31	0.09	4439.22	48.47

CMS Beton 5 Hz.xlsx

12Match

Knoten	Normalkraft	Querkraft		Momente		
		N [kN]	V _y [kN]	V _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
35	784.26	29.88	566.85	0.09	4631.85	61.13
37	744.31	28.80	556.38	0.08	3847.16	57.71
39	153.73	12.75	559.42	0.52	5091.54	27.00
44	196.18	12.02	338.07	0.37	2572.21	22.75
49	193.47	12.53	335.72	0.37	2591.21	23.83
51	148.45	12.68	582.00	0.58	5074.42	27.07
56	744.21	31.18	575.98	0.10	4579.07	64.84
65	751.40	25.86	568.95	0.09	3841.03	54.02

CMS Beton 5 Hz.xlsx

13Match

Knoten	Normalkraft	Querkraft		Momente		
		N [kN]	V _y [kN]	V _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
35	873.20	47.16	502.01	0.07	3797.22	99.51
37	733.52	23.30	879.11	0.08	6501.27	45.57
39	225.27	21.89	569.29	0.54	4690.41	44.69
44	182.28	10.94	546.15	0.51	4322.67	21.57
49	199.92	9.66	541.46	0.53	4311.85	18.03
51	219.48	21.95	494.95	0.55	4236.89	44.57
56	890.63	48.17	441.55	0.08	3666.05	100.90
65	805.16	21.93	878.47	0.09	6506.02	42.22

CMS Beton 5 Hz.xlsx

15Match

Knoten	Normalkraft	Querkraft		Momente		
		N [kN]	V _y [kN]	V _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
35	714.71	20.62	698.08	0.07	5670.40	40.15
37	597.78	30.37	337.25	0.06	2353.95	67.32
39	81.79	8.44	677.40	0.62	5974.01	16.43
44	132.21	13.21	196.98	0.22	1585.79	27.02
49	141.47	13.64	195.94	0.23	1599.58	28.03
51	91.58	8.07	668.18	0.58	6259.59	16.36
56	797.85	19.38	696.66	0.07	5773.42	38.01
65	654.94	29.93	322.14	0.06	2348.26	67.15

CMS Beton 5 Hz.xlsx

14Match

Knoten	Normalkraft	Querkraft		Momente		
		N [kN]	V _y [kN]	V _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
35	505.16	28.49	312.43	0.05	2433.47	64.20
37	423.19	14.17	580.54	0.06	4075.05	28.60
39	138.76	14.17	339.90	0.38	2873.22	29.73
44	98.33	7.03	360.23	0.33	2724.14	13.62
49	101.44	6.98	361.41	0.31	2722.91	13.50
51	121.04	13.24	328.24	0.41	2802.62	28.21
56	543.68	30.25	315.82	0.05	2541.63	66.08
65	485.46	13.83	581.45	0.06	4074.66	27.62

CMS Beton 5 Hz.xlsx

16Match

Knoten	Normalkraft	Querkraft		Momente		
		N [kN]	V _y [kN]	V _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
35	529.12	34.47	276.00	0.07	2286.65	74.71
37	401.80	11.16	662.34	0.07	4787.84	25.84
39	147.71	15.83	270.35	0.31	2481.27	33.12
44	100.47	6.20	416.41	0.39	3288.11	11.72
49	110.78	5.92	418.56	0.39	3288.09	11.12
51	155.41	16.15	274.77	0.32	2403.28	33.66
56	530.61	33.66	268.25	0.07	2258.69	73.76
65	430.39	11.50	659.40	0.07	4788.02	25.30

CMS Beton 5 Hz.xlsx

17Match

Knoten	Normalkraft	Querkraft		Momente		
		N [kN]	V _y [kN]	V _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
35	716.28	40.55	403.39	0.11	3036.31	88.57
37	584.20	18.68	829.57	0.10	5971.01	36.28
39	192.03	19.73	450.69	0.50	3675.47	41.38
44	164.90	8.69	516.48	0.53	3939.14	16.67
49	146.78	9.79	516.49	0.54	3943.05	17.64
51	193.06	18.05	462.81	0.59	3664.88	39.61
56	704.12	43.45	394.86	0.11	3014.37	93.37
65	612.95	19.14	839.27	0.10	5973.54	36.51

CMS Beton 5 Hz.xlsx

19Match

Knoten	Normalkraft	Querkraft		Momente		
		N [kN]	V _y [kN]	V _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
35	708.59	37.22	367.70	0.06	2890.88	77.67
37	562.46	18.60	692.89	0.07	4997.27	35.68
39	158.00	16.64	425.04	0.47	3514.41	34.15
44	113.13	8.39	433.81	0.41	3351.42	16.40
49	111.55	8.34	434.45	0.41	3356.08	16.02
51	149.24	16.43	436.98	0.45	3571.86	34.35
56	707.44	37.47	385.38	0.07	2977.59	77.71
65	539.75	18.16	691.66	0.08	4992.60	34.26

CMS Beton 5 Hz.xlsx

18Match

Knoten	Normalkraft	Querkraft		Momente		
		N [kN]	V _y [kN]	V _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
35	595.72	21.87	623.95	0.15	4487.13	42.16
37	543.96	24.94	442.26	0.12	2535.11	54.29
39	139.81	9.05	611.93	0.86	4791.68	17.90
44	177.29	11.17	272.52	0.47	1729.72	21.56
49	164.81	11.20	271.23	0.49	1699.93	21.65
51	151.98	9.17	579.79	0.84	4645.58	18.25
56	657.44	20.67	612.09	0.16	4440.07	41.35
65	567.05	24.64	444.83	0.12	2543.30	53.79

CMS Beton 5 Hz.xlsx

20Match

Knoten	Normalkraft	Querkraft		Momente		
		N [kN]	V _y [kN]	V _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
35	566.66	27.73	349.24	0.04	2754.05	54.16
37	480.19	17.05	460.48	0.04	3300.08	32.95
39	157.51	12.17	383.36	0.35	3208.08	23.24
44	149.67	7.92	283.28	0.27	2220.79	14.34
49	144.26	7.64	284.93	0.26	2231.68	14.70
51	160.31	12.70	347.44	0.36	3074.82	24.44
56	579.59	26.22	326.20	0.04	2643.87	52.03
65	502.80	17.90	454.19	0.05	3295.95	34.03

CMS Beton 5 Hz.xlsx

21Match

Knoten	Normalkraft	Querkraft		Momente		
		N [kN]	V _y [kN]	V _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
35	664.59	14.21	591.12	0.08	4592.84	27.68
37	553.45	25.58	246.99	0.06	2111.48	55.38
39	107.10	6.47	560.75	0.50	4898.45	12.54
44	142.02	11.02	151.41	0.24	1390.79	20.25
49	150.39	11.07	150.58	0.25	1372.43	20.81
51	118.06	6.85	580.26	0.50	5123.73	13.32
56	624.53	15.69	594.35	0.08	4679.71	29.83
65	567.74	24.49	242.73	0.06	2117.96	54.37

CMS Beton 5 Hz.xlsx

23Match

Knoten	Normalkraft	Querkraft		Momente		
		N [kN]	V _y [kN]	V _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
35	723.01	28.97	540.37	0.07	4400.36	65.90
37	611.05	23.75	593.09	0.06	4018.05	50.74
39	173.74	13.59	540.02	0.49	4684.68	29.64
44	194.14	11.66	369.86	0.31	2742.23	22.50
49	193.29	12.07	370.48	0.35	2730.30	23.18
51	170.16	14.11	567.55	0.50	4802.81	30.20
56	702.82	31.56	543.79	0.06	4442.47	68.69
65	561.82	24.08	597.68	0.06	4020.72	49.82

CMS Beton 5 Hz.xlsx

22Match

Knoten	Normalkraft	Querkraft		Momente		
		N [kN]	V _y [kN]	V _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
35	803.98	26.12	640.13	0.09	5283.86	53.47
37	684.05	28.45	469.61	0.08	3117.28	61.78
39	140.62	11.41	654.52	0.53	5995.34	23.38
44	165.40	12.72	276.33	0.30	2052.46	26.02
49	164.17	13.79	277.47	0.28	2048.01	26.82
51	135.98	10.91	666.85	0.53	5792.53	22.19
56	812.52	25.83	637.17	0.09	5073.14	48.94
65	707.80	29.19	452.21	0.08	3115.55	62.18

CMS Beton 5 Hz.xlsx

24Match

Knoten	Normalkraft	Querkraft		Momente		
		N [kN]	V _y [kN]	V _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
35	522.30	24.92	425.76	0.06	3250.06	52.91
37	442.54	16.72	494.91	0.06	3804.39	37.14
39	115.10	11.13	392.00	0.34	3491.90	23.60
44	100.88	7.83	313.71	0.32	2517.09	15.82
49	99.72	7.94	310.47	0.31	2510.50	15.96
51	119.53	11.71	440.63	0.40	3497.60	24.61
56	490.18	26.48	437.13	0.06	3251.50	56.18
65	411.25	15.33	502.73	0.06	3808.10	36.23

CMS Beton 5 Hz.xlsx

25Match

Knoten	Normalkraft	Querkraft		Momente		
		N [kN]	V _y [kN]	V _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
35	780.75	27.90	631.03	0.06	5002.76	60.62
37	683.21	28.75	542.69	0.05	3712.59	60.24
39	175.40	12.64	625.55	0.54	5543.36	26.62
44	196.96	14.19	334.67	0.32	2501.00	26.53
49	190.49	14.40	334.87	0.32	2507.47	26.38
51	176.53	13.00	623.48	0.55	5381.51	26.84
56	778.94	29.15	634.48	0.07	4940.28	61.49
65	652.54	28.42	542.69	0.05	3711.83	59.50

CMS Beton 5 Hz.xlsx

27Match

Knoten	Normalkraft	Querkraft		Momente		
		N [kN]	V _y [kN]	V _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
35	1118.68	41.49	786.23	0.11	6318.55	85.13
37	950.36	37.18	746.44	0.10	5027.63	76.06
39	168.01	15.97	820.29	0.71	7140.88	34.72
44	208.06	16.17	446.02	0.48	3396.11	32.04
49	214.59	16.48	454.12	0.46	3419.71	32.67
51	167.81	16.89	810.57	0.70	7177.72	35.62
56	1138.33	40.60	779.54	0.11	6349.98	82.84
65	946.37	37.56	726.49	0.10	5019.24	76.85

CMS Beton 5 Hz.xlsx

26Match

Knoten	Normalkraft	Querkraft		Momente		
		N [kN]	V _y [kN]	V _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
35	1118.71	43.09	809.23	0.09	6497.90	86.90
37	1030.96	37.63	737.03	0.09	5352.08	75.05
39	181.02	17.46	813.60	0.74	7419.16	36.01
44	233.31	15.98	452.30	0.44	3571.40	32.10
49	244.23	16.46	454.71	0.45	3554.35	32.97
51	188.77	17.66	842.71	0.75	7190.46	36.54
56	1141.38	43.06	798.41	0.09	6397.20	87.07
65	995.32	38.57	738.77	0.09	5363.12	77.60

CMS Beton 5 Hz.xlsx

28Match

Knoten	Normalkraft	Querkraft		Momente		
		N [kN]	V _y [kN]	V _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
35	583.95	30.03	458.31	0.08	3424.16	61.43
37	440.58	19.59	579.27	0.08	3919.79	39.82
39	143.13	13.55	467.79	0.46	3806.20	27.48
44	115.99	8.16	358.43	0.42	2619.19	16.84
49	119.12	7.78	356.17	0.42	2623.40	14.92
51	142.20	13.94	444.78	0.42	3518.66	27.81
56	572.52	31.05	450.05	0.08	3268.45	63.73
65	446.12	18.14	584.76	0.08	3915.11	39.53

Knoten	Normalkraft		Querkraft			Momente		
	N [kN]	V _y [kN]	V _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]		
35	581.82	18.58	416.10	0.09	3405.61	40.08		
37	417.96	21.29	388.38	0.08	2418.80	43.79		
39	125.73	9.42	406.03	0.32	3637.14	18.90		
44	123.39	7.65	238.31	0.29	1645.87	15.90		
49	128.05	7.57	237.58	0.32	1655.34	16.65		
51	101.85	8.35	431.25	0.42	4189.79	16.71		
56	520.67	18.15	418.79	0.09	3684.17	39.73		
65	407.86	18.67	384.88	0.08	2420.82	42.17		

Knoten	Normalkraft		Querkraft		Momente		
	N [kN]	V _y [kN]	V _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	
35	1050.51	42.64	691.91	0.12	5352.55	88.02	
37	938.83	32.93	792.10	0.11	5590.82	65.23	
39	189.89	19.02	729.74	0.69	6238.11	38.41	
44	222.29	14.36	492.99	0.50	3819.60	28.64	
49	222.33	14.14	493.92	0.53	3834.62	27.90	
51	191.08	17.81	740.90	0.76	6361.31	37.46	
56	1000.81	43.23	710.41	0.12	5533.58	88.40	
65	963.68	32.73	786.85	0.11	5582.56	65.75	

Mittelwert

Knoten Nr.	Normalkraft N [kN]	Querkraft		Momente		
		V _y [kN]	V _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
35	700.2	31.1	495.9	0.1	3919.5	64.8
37	591.0	22.6	580.0	0.1	4106.4	46.7
39	154.8	13.7	507.2	0.5	4383.4	28.4
44	153.6	10.1	359.0	0.4	2756.8	19.8
49	155.5	10.2	359.2	0.4	2758.2	19.9
51	153.0	13.8	508.3	0.5	4384.8	28.4
56	697.8	30.9	494.1	0.1	3922.0	64.6
65	600.4	22.2	579.2	0.1	4106.1	46.2

Standardabweichung

Knoten Nr.	Normalkraft N [kN]	Querkraft		Momente		
		V _y [kN]	V _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
35	181.2	7.8	155.7	0.0	1251.4	16.9
37	170.5	7.1	146.6	0.0	1110.8	14.8
39	29.0	3.5	152.6	0.1	1379.0	7.4
44	40.1	3.0	92.4	0.1	740.0	6.0
49	40.3	3.2	93.1	0.1	741.3	6.3
51	28.4	3.4	156.8	0.1	1385.4	7.4
56	187.5	8.0	155.7	0.0	1249.1	17.2
65	170.0	7.2	147.2	0.0	1110.5	15.1

Max

Knoten Nr.	Normalkraft N [kN]	Querkraft		Momente		
		V _y [kN]	V _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
35	1118.7	47.2	809.2	0.2	6497.9	99.5
37	1031.0	37.6	879.1	0.2	6501.3	76.1
39	225.3	21.9	820.3	0.9	7419.2	44.7
44	233.3	16.2	546.2	0.6	4322.7	32.1
49	244.2	16.5	541.5	0.6	4311.9	33.0
51	219.5	22.0	842.7	0.8	7190.5	44.6
56	1141.4	48.2	798.4	0.2	6397.2	100.9
65	995.3	38.6	878.5	0.2	6506.0	77.6

Min

Knoten Nr.	Normalkraft N [kN]	Querkraft		Momente		
		V _y [kN]	V _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
35	433.9	14.2	260.4	0.0	1884.4	27.7
37	334.8	11.2	247.0	0.0	2111.5	23.3
39	81.8	6.5	270.4	0.3	2385.7	12.5
44	82.6	5.2	151.4	0.2	1390.8	11.4
49	87.1	5.6	150.6	0.2	1372.4	10.5
51	91.6	6.9	264.7	0.3	2331.1	13.3
56	406.3	15.7	263.7	0.0	1853.0	29.8
65	340.6	11.5	242.7	0.1	2118.0	22.7

Resultat Modell 3.xlsx

1Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente			
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
35	21.21	305.01		1226.00	1459.78	17.49	3.84
37	556.03		23.22	1084.46	33.78	982.52	4.94
39	8.11		220.11	289.69	1785.63	5.42	0.40
44	167.04		6.96	167.04	4.78	967.96	0.45
49	160.24		7.59	160.24	4.94	944.01	0.42
51	6.92		237.16	263.73	1701.87	5.15	0.78
56	12.63		292.66	1225.76	1537.58	30.89	6.08
65	363.76		24.17	1306.86	26.33	1601.16	5.15

Resultat Modell 3.xlsx

2Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente			
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
35	21.52		299.13	1125.10	1453.34	24.65	6.22
37	317.71		13.28	1010.90	19.27	628.97	5.04
39	8.87		251.36	191.28	1686.46	5.58	1.00
44	134.55		8.35	159.57	5.44	595.73	0.27
49	117.30		9.20	134.80	5.03	613.49	0.33
51	7.47		226.38	139.91	1448.12	4.66	0.59
56	19.00		267.76	915.96	1310.61	31.58	8.11
65	282.20		14.17	960.41	15.30	655.18	4.42

Resultat Modell 3.xlsx

3Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente			
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
35	21.74	324.53		1449.84	1888.61	23.90	5.04
37	488.65		21.42	1176.82	29.06	719.73	4.93
39	6.21		273.19	193.34	1639.13	5.47	0.63
44	130.41		8.54	130.41	4.29	823.49	0.27
49	108.81		8.86	108.81	4.14	804.82	0.28
51	5.61		252.60	194.78	1825.36	4.80	0.54
56	14.54		335.07	1198.07	1766.72	33.04	7.04
65	347.70		22.05	1261.86	22.63	1275.07	5.00

Resultat Modell 3.xlsx

4Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente			
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
35	16.37		296.22	1343.20	1660.01	18.98	4.98
37	442.09		16.21	1199.05	22.96	677.31	4.22
39	4.68		263.74	134.80	1686.85	3.21	0.46
44	73.48		4.50	73.48	2.48	841.65	0.23
49	69.90		4.81	69.90	3.39	848.49	0.20
51	3.67		230.59	158.10	1669.52	3.49	0.40
56	12.49		305.34	1230.84	1486.62	30.89	5.86
65	348.21		19.47	1241.08	17.55	1216.96	5.53

Resultat Modell 3.xlsx

5Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente			
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
35	16.73	282.12		1421.07	1325.72	17.19	4.60
37	507.38	21.43		1200.52	29.16	646.45	5.35
39	5.30	218.02		116.38	1457.11	3.23	0.38
44	96.71	5.40		96.71	2.93	980.74	0.36
49	72.15	4.69		72.15	3.68	964.80	0.45
51	4.05	239.08		189.08	1683.81	3.95	0.53
56	13.52	290.56		1260.64	1583.10	31.49	6.46
65	335.71	23.51		1229.72	22.04	1570.17	5.10

Resultat Modell 3.xlsx

6Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente				
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	
35	25.13		334.06		1237.60	2177.36	24.78	4.32
37	349.90		23.31		1268.56	38.91	898.52	4.18
39	5.66		308.27		220.08	1731.32	4.53	0.68
44	128.07		8.14		128.07	5.04	808.68	0.25
49	122.90		8.25		122.90	4.74	794.12	0.25
51	5.59		300.73		170.09	1630.75	4.69	0.52
56	15.34		336.05		1419.62	2078.96	28.34	7.34
65	310.11		22.57		1376.14	14.01	1095.01	4.40

Resultat Modell 3.xlsx

7Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente			
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
35	20.78	307.55		1065.09	1655.89	23.12	4.43
37	422.93	20.34		942.88	32.75	1142.31	4.37
39	4.56	249.93		167.10	1739.10	3.34	0.57
44	135.74	4.81		135.74	2.88	708.15	0.12
49	139.85	5.41		139.85	3.62	686.61	0.12
51	4.58	256.97		205.08	1350.82	3.05	0.29
56	10.90	251.05		1314.75	1077.96	28.81	4.70
65	355.37	19.27		1127.35	17.81	1160.34	4.77

Resultat Modell 3.xlsx

8Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente				
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	
35	22.57		303.34		1471.13	1470.66	18.81	4.06
37	512.32		22.05		1209.66	33.03	909.21	5.26
39	5.92		268.47		216.02	1726.99	6.12	0.52
44	125.08		6.43		125.08	3.78	1002.73	0.46
49	139.05		7.18		139.05	4.66	1006.52	0.52
51	5.71		250.75		265.46	1882.12	5.42	0.51
56	15.12		317.33		1243.66	1874.32	36.18	8.12
65	367.39		24.87		1250.74	24.90	1455.91	5.25

Resultat Modell 3.xlsx

9Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente			
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
35	27.09	275.81		1233.83	1834.19	21.37	4.93
37	441.59		23.92	1311.08	36.39	1267.71	4.87
39	7.15	268.67		204.00	1810.67	5.56	0.68
44	148.78		8.52	148.78	4.58	905.35	0.43
49	108.16		8.63	108.16	5.37	891.50	0.40
51	6.67	231.00		181.67	1633.64	7.09	0.71
56	15.00	305.67		1471.89	1398.77	28.50	6.53
65	352.68		23.34	1194.80	22.06	1641.59	5.77

Resultat Modell 3.xlsx

10Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente				
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	
35	21.23		320.06		1373.66	1635.01	23.28	3.83
37	487.34		22.06		1078.26	28.55	828.05	4.00
39	6.58		277.05		209.71	1679.69	4.87	0.68
44	91.51		7.90		91.51	4.77	1020.01	0.45
49	84.14		8.19		84.14	5.44	1006.38	0.50
51	6.95		232.68		199.36	1689.77	4.28	0.59
56	15.09		318.38		1341.26	1438.39	36.77	6.71
65	347.70		23.42		1195.66	19.98	1397.92	4.50

Resultat Modell 3.xlsx

11Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente			
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
35	39.66	285.55		1273.03	1302.80	26.29	8.20
37	528.57		17.96	1021.45	25.36	1015.42	6.71
39	5.67	243.43		254.25	1774.24	4.12	0.69
44	171.95		8.16	188.82	4.33	1038.38	0.57
49	182.44		6.86	158.50	3.96	1013.36	0.71
51	6.06	288.62		224.14	1651.84	4.49	0.58
56	19.52	302.27		1461.80	1448.07	44.98	9.51
65	350.23		20.80	1051.12	22.96	1499.58	5.34

Resultat Modell 3.xlsx

12Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente				
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	
35	41.46		318.51		1126.30	2020.95	31.13	9.00
37	474.52		19.44		1315.10	29.55	1198.25	5.82
39	5.05		307.67		232.60	1801.95	4.50	0.61
44	154.28		6.55		141.16	4.50	865.47	0.31
49	148.98		7.29		108.50	4.93	852.07	0.27
51	5.05		266.85		162.86	1518.04	4.74	0.54
56	18.05		313.76		1344.01	1574.38	42.82	8.92
65	373.54		16.50		1197.71	23.21	1608.56	5.41

Resultat Modell 3.xlsx

13Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente			
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
35	36.75	275.06		1460.32	1407.42	23.82	7.28
37	561.71	18.70		1080.48	26.64	805.77	6.04
39	4.27	264.95		132.60	1786.98	3.44	0.70
44	138.00	5.71		118.59	2.51	886.20	0.29
49	148.45	4.56		115.26	2.86	866.19	0.21
51	4.14	232.69		92.62	1611.71	3.23	0.48
56	13.95	240.72		1315.07	1196.77	51.38	8.42
65	388.11	17.23		1026.53	23.68	1571.23	5.75

Resultat Modell 3.xlsx

14Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente				
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	
35	20.46		285.04		1305.46	1444.78	18.48	5.48
37	502.51		15.69		1256.42	22.49	708.99	4.64
39	3.85		212.90		83.24	1489.19	4.47	0.31
44	133.55		5.31		97.69	2.36	864.48	0.19
49	143.70		5.75		95.55	2.81	853.40	0.23
51	4.05		248.47		151.18	1738.52	5.02	0.41
56	20.85		319.22		1313.21	1721.76	54.70	10.15
65	347.84		19.40		943.06	20.38	1355.66	6.32

Resultat Modell 3.xlsx

15Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente			
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
35	33.43	353.64		1329.07	1556.99	28.29	7.61
37	461.84	16.49		1215.92	27.15	793.36	5.85
39	4.37	257.08		186.82	1748.30	3.73	0.64
44	140.09	7.66		138.93	4.96	789.86	0.31
49	135.34	7.80		111.02	4.57	790.61	0.30
51	5.62	289.04		217.44	1755.70	3.96	1.01
56	21.88	303.22		1194.20	1874.90	57.45	10.56
65	352.84	21.27		1330.97	23.58	1195.55	5.27

Resultat Modell 3.xlsx

16Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente				
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	
35	35.97		295.48		812.62	1634.69	30.89	8.25
37	312.35		17.23		860.15	25.88	1066.75	4.42
39	5.66		260.68		151.78	1716.83	4.36	0.57
44	126.80		7.19		98.92	5.08	634.34	0.25
49	131.51		7.36		80.27	4.07	630.09	0.26
51	5.64		204.91		122.30	1246.76	5.04	0.28
56	13.80		255.92		1409.60	970.76	23.57	5.18
65	310.17		14.81		1043.61	15.05	1022.72	3.60

Resultat Modell 3.xlsx

17Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente			
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
35	38.37	288.52		1360.33	1536.67	23.50	7.98
37	581.13	20.77		1165.85	27.61	880.68	5.81
39	6.01	255.15		139.94	1837.28	4.51	0.69
44	176.77	6.23		121.78	3.52	1019.66	0.46
49	191.77	7.74		110.20	5.30	1036.93	0.48
51	7.21	267.71		163.33	1691.32	5.81	0.65
56	18.81	265.03		1409.47	1386.33	55.11	9.60
65	357.34	17.65		1105.91	22.67	1546.51	6.00

Resultat Modell 3.xlsx

18Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente				
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	
35	28.17		344.01		1050.13	1745.13	30.87	7.03
37	458.15		15.28		977.89	24.39	752.95	5.22
39	5.67		267.67		175.55	1772.73	4.22	0.69
44	143.60		9.83		107.39	4.06	914.12	0.33
49	150.64		9.03		111.25	4.19	916.67	0.32
51	6.60		255.17		186.54	1500.99	4.48	0.54
56	15.30		321.39		1293.80	1213.47	27.62	6.97
65	335.25		15.94		1138.77	15.11	1091.63	4.85

Resultat Modell 3.xlsx

19Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente			
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
35	25.09	296.64		1507.81	1279.40	21.58	6.77
37	566.36	17.65		976.55	23.96	745.64	4.59
39	4.27	222.49		148.88	1439.15	3.06	0.28
44	133.20	5.88		136.03	3.01	754.40	0.20
49	132.55	6.78		119.52	4.01	750.87	0.20
51	4.25	272.21		212.91	1919.01	4.08	0.61
56	22.51	369.88		953.64	1829.73	63.01	12.40
65	353.77	18.96		918.93	26.86	1386.89	6.08

Resultat Modell 3.xlsx

20Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente				
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	
35	43.31		348.67		1216.85	2392.03	36.74	9.14
37	278.26		20.51		1300.32	33.56	1037.12	6.40
39	5.87		341.25		202.84	1889.22	4.66	0.74
44	111.35		9.76		130.71	5.09	456.14	0.32
49	119.12		8.94		116.68	4.76	453.97	0.34
51	6.19		290.29		156.27	1440.84	5.98	0.64
56	19.81		317.88		1241.86	1960.51	44.27	9.84
65	300.67		20.51		1322.46	13.18	731.39	3.45

Resultat Modell 3.xlsx

21Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente			
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
35	28.93	307.41		1341.38	1549.29	23.93	7.17
37	498.67	18.07		1112.65	26.29	721.34	4.89
39	6.44	282.33		123.87	1699.21	5.17	0.64
44	135.05	6.96		123.42	3.97	797.57	0.29
49	135.94	8.41		105.17	5.97	791.47	0.26
51	5.46	296.65		190.64	1797.24	4.56	0.75
56	22.73	319.60		1123.35	2074.36	55.83	12.78
65	326.76	21.60		1236.70	20.85	1250.03	6.00

Resultat Modell 3.xlsx

22Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente			
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
35	23.95	306.21		1342.85	1412.38	25.48	7.38
37	504.15	18.12		1043.82	25.26	714.87	5.29
39	4.81	235.68		112.54	1532.15	4.75	0.56
44	133.77	6.01		125.61	4.23	852.28	0.30
49	140.17	6.64		94.50	3.72	832.83	0.33
51	5.33	275.05		191.97	1847.06	5.06	0.79
56	21.26	305.66		1219.12	1987.23	52.69	11.18
65	325.02	20.28		1309.80	20.14	1147.46	6.50

Resultat Modell 3.xlsx

23Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente			
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
35	17.75	288.07		1100.46	1013.15	19.66	5.17
37	471.91	14.83		802.43	20.81	746.46	5.09
39	3.92	180.99		104.66	1268.78	2.84	0.30
44	152.82	4.46		101.10	2.51	904.98	0.29
49	156.92	4.77		82.00	1.99	894.30	0.33
51	4.38	235.61		109.56	1526.66	2.92	0.40
56	14.02	280.90		1302.24	1286.74	30.03	6.21
65	331.01	15.10		1234.54	13.96	953.32	4.48

Resultat Modell 3.xlsx

24Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente			
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
35	27.45	254.36		1344.27	1318.52	21.41	6.50
37	431.36	18.82		1125.20	26.17	824.06	6.52
39	3.30	220.26		145.20	1712.19	4.32	0.50
44	135.36	8.98		100.97	3.82	868.18	0.29
49	144.12	6.38		96.80	3.57	845.28	0.30
51	4.18	239.85		154.82	1785.42	4.64	0.44
56	21.47	295.49		973.45	1686.29	54.07	10.57
65	356.92	17.53		832.18	21.91	1318.02	5.02

Resultat Modell 3.xlsx

25Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente			
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
35	39.50	333.74		1338.65	2149.24	36.41	9.26
37	363.25	19.34		1328.57	28.39	912.25	5.22
39	6.37	294.71		202.34	1721.03	5.72	0.97
44	156.67	9.57		149.39	5.96	816.70	0.37
49	159.08	10.42		119.54	5.30	802.89	0.46
51	5.44	309.73		160.26	1627.80	5.11	0.97
56	21.31	340.84		1381.44	2128.03	56.93	11.82
65	282.61	24.52		1347.27	14.77	1008.24	5.11

Resultat Modell 3.xlsx

26Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente			
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
35	34.90	333.41		1089.96	1801.78	27.57	7.76
37	461.71	16.57		1065.27	23.72	971.57	5.15
39	4.72	265.56		239.24	1978.76	4.14	0.59
44	161.92	6.82		169.96	3.92	934.91	0.42
49	163.44	6.36		106.63	3.52	902.80	0.44
51	6.15	251.12		143.74	1465.84	4.22	0.55
56	17.83	306.77		1469.92	1450.28	40.21	8.54
65	351.45	16.83		1037.27	16.49	1183.76	4.85

Resultat Modell 3.xlsx

27Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente			
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
35	21.71	254.52		1407.15	994.59	15.95	5.57
37	466.56	13.77		1174.58	18.00	702.97	4.23
39	5.42	215.42		139.44	1344.98	3.43	0.24
44	135.21	6.51		127.15	3.46	791.02	0.25
49	143.84	7.59		112.31	3.25	784.55	0.21
51	5.50	222.43		151.21	1580.59	4.96	0.51
56	21.84	280.45		1140.46	1402.88	43.74	10.15
65	312.49	15.73		929.04	20.47	1061.63	5.65

Resultat Modell 3.xlsx

28Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente			
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
35	34.35	361.88		1035.46	2107.65	36.54	8.25
37	328.87	16.96		1112.09	24.85	932.39	5.57
39	5.79	288.12		195.29	1787.87	4.78	0.66
44	124.20	7.82		178.38	5.44	632.45	0.30
49	142.01	7.85		106.96	4.65	625.25	0.32
51	5.25	264.60		146.16	1697.72	4.72	0.59
56	19.32	309.98		1306.10	1617.32	45.28	10.16
65	293.14	16.41		1025.22	16.96	1022.64	5.17

Resultat Modell 3.xlsx

29Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente		
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
35	31.76	283.36	1328.92	1268.96	22.47	7.57
37	624.10	16.35	1058.71	26.02	912.58	6.08
39	3.53	238.17	139.53	1767.82	3.58	0.58
44	141.62	6.99	106.47	2.93	887.05	0.25
49	142.04	6.36	101.63	2.95	884.12	0.21
51	3.69	256.44	194.50	1961.33	4.32	0.51
56	21.23	304.76	1071.82	1914.53	65.28	12.20
65	437.03	19.75	1070.09	27.36	1532.25	5.44

Resultat Modell 3.xlsx

30Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente		
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
35	37.89	272.69	1489.38	1396.09	22.78	7.76
37	641.27	18.22	1135.62	26.55	920.58	5.76
39	5.86	292.13	269.59	1713.91	6.81	0.81
44	176.74	7.86	181.65	5.88	1116.07	0.90
49	205.71	7.02	190.79	4.72	1113.61	0.64
51	7.57	252.42	201.87	1651.67	5.31	0.70
56	16.02	267.74	1353.19	1425.71	54.17	6.91
65	405.55	21.28	1156.27	24.34	1549.95	5.94

Mittelwert

Knoten Nr.	Lagerkräfte			Lagermomente		
	P _X [kN]	P _Y [kN]	P _Z [kN]	M _X [kNm]	M _Y [kNm]	M _Z [kNm]
35	28.5	304.5	1273.6	1596.4	24.6	6.5
37	468.1	18.6	1120.4	27.2	868.8	5.2
39	5.5	258.2	177.4	1690.9	4.5	0.6
44	137.1	7.1	130.0	4.1	849.3	0.3
49	138.0	7.2	112.8	4.2	840.1	0.3
51	5.5	255.9	176.7	1651.1	4.6	0.6
56	17.5	301.4	1263.3	1590.1	42.7	8.6
65	343.4	19.6	1146.7	20.2	1270.2	5.2

Standardabweichung

Knoten Nr.	Lagerkräfte			Lagermomente		
	P _X [kN]	P _Y [kN]	P _Z [kN]	M _X [kNm]	M _Y [kNm]	M _Z [kNm]
35	8.1	28.0	163.2	336.1	5.7	1.7
37	90.4	2.9	132.5	4.8	165.0	0.7
39	1.3	34.1	51.4	156.8	1.0	0.2
44	23.5	1.5	28.9	1.1	143.3	0.1
49	30.3	1.5	26.3	0.9	141.3	0.1
51	1.1	25.8	39.4	165.5	0.9	0.2
56	3.5	28.6	146.9	309.1	12.2	2.3
65	33.9	3.1	145.8	4.2	262.8	0.7

Max

Knoten Nr.	Lagerkräfte			Lagermomente		
	P _X [kN]	P _Y [kN]	P _Z [kN]	M _X [kNm]	M _Y [kNm]	M _Z [kNm]
35	43.3	361.9	1507.8	2392.0	36.7	9.3
37	641.3	23.9	1328.6	38.9	1267.7	6.7
39	8.9	341.3	289.7	1978.8	6.8	1.0
44	176.8	9.8	188.8	6.0	1116.1	0.9
49	205.7	10.4	190.8	6.0	1113.6	0.7
51	7.6	309.7	265.5	1961.3	7.1	1.0
56	22.7	369.9	1471.9	2128.0	65.3	12.8
65	437.0	24.9	1376.1	27.4	1641.6	6.5

Min

Knoten Nr.	Lagerkräfte			Lagermomente		
	P _X [kN]	P _Y [kN]	P _Z [kN]	M _X [kNm]	M _Y [kNm]	M _Z [kNm]
35	16.4	254.4	812.6	994.6	16.0	3.8
37	278.3	13.3	802.4	18.0	629.0	4.0
39	3.3	181.0	83.2	1268.8	2.8	0.2
44	73.5	4.5	73.5	2.4	456.1	0.1
49	69.9	4.6	69.9	2.0	454.0	0.1
51	3.7	204.9	92.6	1246.8	2.9	0.3
56	10.9	240.7	916.0	970.8	23.6	4.7
65	282.2	14.2	832.2	13.2	655.2	3.5

Resultat Modell 4.xlsx

1Match

Knoten	Normalkraft		Querkraft		Momente		
	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	
35	14.62	315.34	1137.03	1355.25	17.23	3.77	
37	354.81	17.69	727.57	20.39	768.90	3.69	
39	8.68	190.58	184.77	1237.71	5.75	0.43	
44	130.71	10.09	162.65	5.13	715.74	0.23	
49	132.68	8.87	188.65	5.49	700.38	0.31	
51	7.58	221.11	255.76	1633.45	5.88	0.94	
56	12.24	296.91	1121.98	1730.27	23.75	4.83	
65	318.19	14.53	1121.82	14.72	962.04	4.43	

Resultat Modell 4.xlsx

2Match

Knoten	Normalkraft		Querkraft		Momente		
	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	
35	13.30	318.82	1372.03	1380.31	21.04	3.92	
37	456.01	18.91	1180.26	30.75	757.49	4.69	
39	6.45	203.60	134.78	1367.82	7.07	0.42	
44	172.39	6.29	91.65	4.31	968.49	0.37	
49	169.02	7.96	99.50	5.04	961.34	0.39	
51	5.72	285.79	260.95	1880.94	5.19	0.51	
56	19.11	303.79	1119.56	2088.55	34.71	9.58	
65	289.23	23.26	1414.03	15.58	1123.97	4.98	

Resultat Modell 4.xlsx

3Match

Knoten	Normalkraft		Querkraft		Momente		
	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	
35	11.83	255.85	1367.96	1096.08	15.51	3.26	
37	437.68	14.71	1081.54	21.40	824.93	4.10	
39	5.97	185.68	118.86	1399.72	5.77	0.32	
44	139.13	6.98	97.28	3.15	803.55	0.21	
49	143.14	8.28	93.90	3.82	786.67	0.22	
51	4.74	258.71	184.74	1783.82	4.39	0.44	
56	15.80	344.23	1129.56	1655.30	31.02	6.47	
65	284.94	20.82	1193.34	17.95	1351.64	4.48	

Resultat Modell 4.xlsx

4Match

Knoten	Normalkraft		Querkraft		Momente		
	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	
35	15.06	304.18	1359.97	1571.66	19.37	4.11	
37	398.82	21.19	1213.68	25.41	608.43	3.99	
39	5.21	273.36	143.44	1482.86	3.76	0.34	
44	144.81	5.99	87.67	3.61	850.42	0.23	
49	154.38	6.51	94.19	4.20	834.90	0.22	
51	4.35	275.33	240.45	1786.90	3.85	0.55	
56	14.22	298.06	1167.90	1799.58	28.31	7.04	
65	313.19	21.18	1263.59	17.58	1217.93	4.13	

Resultat Modell 4.xlsx

5Match

Knoten	Normalkraft		Querkraft		Momente		
	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	
35	16.73	282.12	1421.07	1325.72	17.19	4.60	
37	507.38	21.43	1200.52	29.16	646.45	5.35	
39	5.30	218.02	116.38	1457.11	3.23	0.38	
44	151.47	5.40	96.71	2.93	980.74	0.36	
49	161.79	4.69	72.15	3.68	964.80	0.45	
51	4.05	239.08	189.08	1683.81	3.95	0.53	
56	13.52	290.56	1260.64	1583.10	31.49	6.46	
65	335.71	23.51	1229.72	22.04	1570.17	5.10	

Resultat Modell 4.xlsx

6Match

Knoten	Normalkraft		Querkraft		Momente		
	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	
35	10.92	238.75	1032.13	1046.96	13.90	3.31	
37	330.21	12.58	834.05	17.12	704.22	2.94	
39	4.76	187.41	114.73	1323.41	3.53	0.21	
44	107.99	4.36	90.26	3.29	670.67	0.16	
49	106.48	4.76	79.83	3.60	663.67	0.15	
51	4.76	202.48	140.14	1520.80	5.14	0.35	
56	11.63	241.77	1059.66	1254.66	20.79	4.64	
65	260.49	14.77	1052.33	12.56	1029.68	4.67	

Resultat Modell 4.xlsx

7Match

Knoten	Normalkraft		Querkraft		Momente		
	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	
35	19.04	264.39	885.45	1501.01	20.66	3.80	
37	393.10	18.23	884.26	28.96	1080.90	4.16	
39	5.06	214.27	151.80	1621.85	3.03	0.42	
44	127.81	4.65	107.45	3.52	573.87	0.14	
49	127.69	6.20	83.03	4.17	563.07	0.16	
51	5.13	210.22	110.38	1363.12	3.62	0.43	
56	10.23	223.65	1346.77	1017.33	16.18	4.21	
65	326.54	13.99	1141.91	17.02	1060.80	3.96	

Resultat Modell 4.xlsx

8Match

Knoten	Normalkraft		Querkraft		Momente		
	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	
35	16.08	251.39	1329.74	1121.77	15.11	3.22	
37	634.60	20.51	1055.43	29.84	744.67	4.73	
39	4.75	207.71	162.29	1602.14	5.98	0.37	
44	182.30	7.20	108.68	4.55	1151.29	0.50	
49	197.52	5.72	131.76	4.49	1110.56	0.56	
51	4.81	279.85	160.87	1781.21	3.94	0.56	
56	14.06	272.38	1474.68	1583.05	32.72	6.32	
65	350.27	20.91	1057.07	21.27	1721.03	5.94	

Resultat Modell 4.xlsx

9Match

Knoten	Normalkraft		Querkraft		Momente		
	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	
35	14.96	256.89	1089.73	1122.83	14.98	3.23	
37	463.32	16.52	848.45	25.14	785.72	3.94	
39	6.40	204.80	139.10	1655.44	4.06	0.70	
44	175.68	5.88	91.14	3.66	1001.79	0.36	
49	167.04	6.65	82.54	4.37	989.74	0.40	
51	5.13	216.17	173.14	1609.35	4.89	0.66	
56	11.26	267.19	1314.69	1187.57	22.01	4.84	
65	343.38	17.47	1092.41	17.79	1097.08	4.95	

Resultat Modell 4.xlsx

10Match

Knoten	Normalkraft		Querkraft		Momente		
	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	
35	21.79	293.46	1165.32	1530.33	19.45	4.09	
37	439.39	22.07	1159.08	34.15	1166.52	4.48	
39	4.11	220.45	165.63	1797.39	3.93	0.55	
44	164.04	5.41	97.61	4.49	844.47	0.30	
49	165.51	6.96	68.21	4.73	830.02	0.27	
51	4.62	207.67	119.83	1540.72	4.20	0.45	
56	10.96	271.03	1417.52	1206.49	19.97	4.34	
65	339.21	16.88	1037.31	19.05	1324.40	5.40	

Resultat Modell 4.xlsx

11Match

Knoten	Normalkraft		Querkraft		Momente		
	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	
35	17.02	273.99	1129.24	1287.42	19.89	4.06	
37	498.36	19.95	997.34	29.96	895.86	5.12	
39	7.53	223.18	197.77	1689.45	6.74	0.93	
44	147.36	9.53	148.00	5.58	862.61	0.45	
49	148.60	9.09	174.68	5.38	824.50	0.56	
51	6.86	227.95	180.59	1594.65	6.30	0.59	
56	13.60	276.79	1088.01	1237.55	28.39	5.96	
65	330.36	20.87	1038.12	25.77	1415.85	5.92	

Resultat Modell 4.xlsx

12Match

Knoten	Normalkraft		Querkraft		Momente		
	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	
35	22.83	284.26	1304.04	1826.83	20.82	4.62	
37	473.72	22.83	1408.41	33.12	964.94	5.16	
39	4.10	279.29	182.06	1654.87	3.95	0.44	
44	174.08	7.20	71.44	3.54	956.61	0.36	
49	188.76	5.60	109.03	4.08	932.89	0.35	
51	4.63	232.20	168.14	1669.66	4.26	0.46	
56	13.95	350.02	1368.77	1720.04	30.74	7.06	
65	344.39	23.91	1294.87	22.51	1520.69	5.72	

Resultat Modell 4.xlsx

13Match

Knoten	Normalkraft		Querkraft		Momente		
	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	
35	23.00	260.95	1475.18	1322.96	15.01	4.25	
37	570.18	21.81	1071.88	33.00	843.81	6.16	
39	3.68	230.13	148.31	1831.64	3.95	0.45	
44	159.69	4.18	91.96	2.64	899.12	0.20	
49	167.72	6.19	79.15	2.52	876.95	0.21	
51	3.59	202.56	221.22	1697.05	3.85	0.36	
56	9.85	260.68	1148.55	1030.82	33.25	6.13	
65	370.77	22.57	889.71	26.43	1669.36	5.08	

Resultat Modell 4.xlsx

14Match

Knoten	Normalkraft		Querkraft		Momente		
	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	
35	21.11	282.00	1454.26	1586.68	21.94	4.48	
37	553.00	18.90	1202.90	29.52	747.20	5.90	
39	3.29	254.44	199.66	1679.42	4.04	0.43	
44	166.15	5.70	100.08	3.72	981.41	0.36	
49	172.18	7.17	83.93	2.64	990.00	0.38	
51	6.29	225.36	169.49	1723.28	3.95	0.45	
56	12.10	305.82	1294.79	1467.91	29.35	5.88	
65	364.93	19.06	1214.87	21.48	1463.31	4.83	

Resultat Modell 4.xlsx

15Match

Knoten	Normalkraft		Querkraft		Momente		
	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	
35	14.71	267.96	1244.63	1302.34	17.45	3.83	
37	419.24	16.12	1174.40	22.79	685.64	4.84	
39	4.58	228.33	128.16	1567.40	4.23	0.40	
44	146.73	7.13	121.44	3.40	846.84	0.24	
49	151.85	6.90	102.22	3.69	830.03	0.27	
51	4.49	222.67	198.74	1669.82	3.52	0.45	
56	13.19	287.58	1127.01	1500.20	27.56	5.85	
65	296.46	18.98	1051.19	17.51	1265.82	5.41	

Resultat Modell 4.xlsx

16Match

Knoten	Normalkraft		Querkraft		Momente		
	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	
35	17.42	301.77	810.58	1519.10	19.59	4.37	
37	290.98	18.83	849.84	29.54	1033.56	4.02	
39	5.82	223.98	163.60	1538.77	4.17	0.53	
44	97.60	9.99	131.32	6.02	495.33	0.24	
49	109.16	7.75	109.84	4.58	494.50	0.27	
51	6.06	193.79	176.69	1243.16	4.60	0.33	
56	10.13	255.23	1231.35	1040.30	15.76	3.74	
65	301.19	13.46	1024.63	16.89	1079.35	4.60	

Resultat Modell 4.xlsx

17Match

Knoten	Normalkraft		Querkraft		Momente		
	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	
35	11.30	254.58	1213.31	1138.11	12.48	2.39	
37	450.71	15.97	1119.37	22.61	643.93	4.76	
39	7.71	202.96	152.36	1418.52	4.48	0.35	
44	156.34	7.43	139.57	4.26	902.03	0.29	
49	162.56	7.34	118.40	4.16	899.90	0.35	
51	5.93	213.62	190.16	1619.60	5.23	0.69	
56	14.98	274.77	1149.70	1447.23	27.77	5.97	
65	364.64	19.19	1103.09	20.23	1018.54	3.97	

Resultat Modell 4.xlsx

18Match

Knoten	Normalkraft		Querkraft		Momente		
	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	
35	21.73	298.78	1379.24	1701.88	19.79	4.71	
37	369.38	23.73	1318.57	27.83	825.06	4.52	
39	6.92	255.33	191.17	1639.09	5.96	0.55	
44	143.95	8.90	131.99	4.25	798.46	0.24	
49	165.57	7.82	111.44	3.85	802.20	0.46	
51	7.78	217.04	121.53	1518.56	4.68	0.49	
56	19.01	321.30	1156.49	1590.73	30.82	7.03	
65	297.38	20.36	951.46	17.98	1160.55	4.78	

Resultat Modell 4.xlsx

19Match

Knoten	Normalkraft		Querkraft		Momente		
	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	
35	11.01	244.76	1436.76	897.56	11.21	2.86	
37	586.65	18.95	1025.18	27.72	656.54	4.58	
39	5.15	173.29	117.87	1358.76	3.54	0.32	
44	134.62	4.63	56.67	3.20	745.21	0.13	
49	139.84	4.65	69.54	2.66	745.49	0.15	
51	4.88	222.04	137.47	1672.14	4.03	0.56	
56	13.11	309.23	759.88	1412.05	34.24	7.32	
65	366.17	24.22	657.70	25.09	1461.59	4.86	

Resultat Modell 4.xlsx

20Match

Knoten	Normalkraft		Querkraft		Momente		
	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	
35	12.45	309.12	1287.55	1421.38	17.23	4.12	
37	302.56	17.04	1243.17	20.44	399.35	1.98	
39	4.61	231.32	127.87	1287.14	3.63	0.37	
44	72.67	6.53	98.44	4.65	435.71	0.22	
49	70.48	5.42	97.55	5.04	409.82	0.17	
51	5.08	275.38	166.02	1582.97	3.71	0.45	
56	15.70	325.57	881.06	1770.33	29.96	7.16	
65	160.48	20.26	1059.92	8.12	656.31	3.55	

Resultat Modell 4.xlsx

21Match

Knoten	Normalkraft		Querkraft		Momente		
	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	
35	14.85	314.38	1142.85	1319.91	20.90	3.36	
37	406.94	17.39	1134.51	22.97	913.65	3.97	
39	5.09	217.52	147.89	1558.90	3.89	0.37	
44	143.33	7.30	129.03	2.88	808.23	0.25	
49	146.64	6.93	111.14	2.87	807.67	0.18	
51	4.78	310.06	199.48	1640.12	3.39	0.50	
56	14.10	298.76	1216.90	1698.48	28.55	6.00	
65	293.89	21.74	1254.68	13.87	1125.03	4.85	

Resultat Modell 4.xlsx

22Match

Knoten	Normalkraft		Querkraft		Momente		
	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	
35	14.89	285.77	1271.53	1434.98	19.82	4.07	
37	359.26	16.75	1258.14	22.37	766.53	4.60	
39	4.64	237.57	136.00	1431.76	5.13	0.49	
44	94.16	6.64	96.46	6.17	663.19	0.21	
49	107.18	6.57	127.49	5.01	651.34	0.20	
51	4.00	285.25	243.59	1774.22	3.64	0.96	
56	16.66	335.64	1178.65	2201.79	30.67	7.77	
65	271.02	22.89	1405.78	16.36	850.84	4.38	

Resultat Modell 4.xlsx

23Match

Knoten	Normalkraft		Querkraft		Momente		
	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	
35	18.15	281.84	1262.55	1382.13	17.09	3.79	
37	469.33	20.38	934.51	28.43	995.80	4.64	
39	4.48	228.84	138.46	1609.14	4.73	0.56	
44	157.05	5.62	106.26	3.39	787.90	0.36	
49	159.21	5.61	101.15	3.16	781.19	0.27	
51	4.75	218.13	151.67	1642.71	3.71	0.41	
56	14.28	283.47	1363.66	1558.60	28.13	5.68	
65	317.04	18.97	1188.14	16.99	1103.38	5.28	

Resultat Modell 4.xlsx

24Match

Knoten	Normalkraft		Querkraft		Momente		
	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	
35	15.03	251.39	1212.16	1407.65	16.81	4.40	
37	467.88	20.30	1069.47	27.94	895.54	4.09	
39	4.75	208.67	121.60	1568.90	3.58	0.54	
44	145.86	5.81	77.19	3.16	815.58	0.16	
49	145.60	4.45	78.41	3.08	807.66	0.18	
51	5.74	220.61	120.84	1685.82	3.76	0.35	
56	13.41	281.66	1115.93	1458.13	27.74	5.86	
65	352.93	19.83	1112.48	19.98	1188.28	5.27	

Resultat Modell 4.xlsx

25Match

Knoten	Normalkraft		Querkraft		Momente		
	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	
35	16.71	243.79	1121.09	1309.40	16.35	3.06	
37	414.10	15.99	951.47	22.74	792.99	4.57	
39	6.77	214.62	152.54	1611.68	5.63	0.54	
44	163.31	8.94	118.51	3.82	913.74	0.37	
49	163.26	8.27	95.00	3.54	909.03	0.38	
51	6.78	222.66	176.19	1675.83	4.12	0.69	
56	12.04	270.75	1179.79	1345.06	23.11	5.36	
65	333.64	17.26	1073.42	16.63	1134.97	5.23	

Resultat Modell 4.xlsx

26Match

Knoten	Normalkraft		Querkraft		Momente		
	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	
35	27.60	403.88	1331.37	1893.46	25.91	4.56	
37	535.40	25.47	1149.88	36.92	1343.53	5.24	
39	4.69	309.94	314.60	1860.12	4.66	0.49	
44	188.72	7.36	160.99	4.84	1088.20	0.74	
49	190.00	7.00	157.87	5.07	1048.76	0.58	
51	5.66	289.98	279.32	1588.10	4.46	0.51	
56	12.80	304.89	1514.91	1583.23	29.29	5.54	
65	329.39	30.86	1311.03	19.14	1543.10	5.84	

Resultat Modell 4.xlsx

27Match

Knoten	Normalkraft		Querkraft		Momente		
	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	
35	13.84	266.59	1379.00	1181.21	18.02	2.98	
37	484.66	17.34	1146.50	25.84	774.94	4.13	
39	3.88	181.17	109.33	1383.82	3.89	0.22	
44	145.40	4.86	91.92	3.68	840.36	0.16	
49	160.68	7.34	81.54	3.06	835.92	0.26	
51	4.72	255.47	166.18	1700.72	4.03	0.54	
56	14.28	282.39	1159.55	1678.88	29.85	6.72	
65	298.44	19.08	1124.24	21.70	1298.89	5.25	

Resultat Modell 4.xlsx

28Match

Knoten	Normalkraft		Querkraft		Momente		
	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	
35	15.13	279.21	1350.77	1545.32	16.67	3.42	
37	380.89	17.85	1275.02	24.37	793.38	3.92	
39	4.43	238.79	156.43	1600.20	3.21	0.39	
44	128.41	7.97	111.71	4.17	725.88	0.16	
49	132.22	8.63	100.09	4.61	710.74	0.15	
51	4.30	252.64	152.49	1672.55	4.34	0.46	
56	17.57	334.02	942.22	1746.67	29.53	7.64	
65	257.31	20.41	887.79	15.38	1028.97	4.52	

Resultat Modell 4.xlsx

29Match

Knoten	Normalkraft		Querkraft		Momente		
	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]		M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
35	19.71	269.73	1057.64	1340.87	18.24	3.95	
37	403.23	20.13	1004.96	28.27	993.22	5.13	
39	5.70	234.90	191.15	1633.66	3.17	0.76	
44	154.49	5.69	92.98	2.98	848.70	0.27	
49	157.15	6.11	86.59	2.31	851.19	0.19	
51	5.20	209.07	117.74	1588.44	3.44	0.39	
56	13.49	274.99	1053.03	1278.98	26.56	5.07	
65	306.21	19.99	919.22	19.34	1269.01	4.82	

Resultat Modell 4.xlsx

30Match

Knoten	Normalkraft		Querkraft		Momente		
	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]		M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
35	16.22		293.87	1440.50	1321.31	16.76	3.25
37	501.65		25.25	1198.09	31.18	727.35	5.41
39	6.31		267.83	218.49	1576.84	5.52	0.64
44	167.79		7.60	162.59	4.41	1001.74	0.49
49	178.10		7.93	177.37	3.73	1001.92	0.57
51	7.11		247.09	182.05	1615.98	5.59	0.65
56	12.55		292.82	1336.37	1418.17	30.03	5.90
65	317.78		23.37	1256.46	19.66	1384.22	4.37

Mittelwert

Knoten Nr.	Lagerkräfte			Lagermomente		
	PX [kN]	PY [kN]	PZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
35	16.6	281.7	1248.8	1373.1	17.9	3.8
37	445.1	19.2	1090.6	27.0	826.0	4.5
39	5.4	224.9	157.6	1548.2	4.5	0.5
44	146.1	6.7	109.0	4.0	832.6	0.3
49	151.4	6.8	105.5	4.0	820.6	0.3
51	5.3	238.0	178.5	1638.7	4.3	0.5
56	13.7	291.2	1189.3	1509.7	27.7	6.1
65	314.5	20.2	1114.1	18.6	1236.6	4.9

Standardabweichung

Knoten Nr.	Lagerkräfte			Lagermomente		
	PX [kN]	PY [kN]	PZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
35	4.0	32.5	165.7	221.6	3.0	0.6
37	82.6	3.0	159.9	4.6	184.2	0.8
39	1.3	30.9	41.4	156.6	1.1	0.2
44	26.6	1.6	26.8	0.9	160.9	0.1
49	27.4	1.3	32.1	0.9	158.5	0.1
51	1.1	31.3	44.6	124.1	0.7	0.2
56	2.4	29.5	165.8	285.2	4.8	1.2
65	42.5	3.6	161.4	3.9	243.7	0.6

Max

Knoten Nr.	Lagerkräfte			Lagermomente		
	PX [kN]	PY [kN]	PZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
35	27.6	403.9	1475.2	1893.5	25.9	4.7
37	634.6	25.5	1408.4	36.9	1343.5	6.2
39	8.7	309.9	314.6	1860.1	7.1	0.9
44	188.7	10.1	162.7	6.2	1151.3	0.7
49	197.5	9.1	188.7	5.5	1110.6	0.6
51	7.8	310.1	279.3	1880.9	6.3	1.0
56	19.1	350.0	1514.9	2201.8	34.7	9.6
65	370.8	30.9	1414.0	26.4	1721.0	5.9

Min

Knoten Nr.	Lagerkräfte			Lagermomente		
	PX [kN]	PY [kN]	PZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
35	10.9	238.8	810.6	897.6	11.2	2.4
37	291.0	12.6	727.6	17.1	399.4	2.0
39	3.3	173.3	109.3	1237.7	3.0	0.2
44	72.7	4.2	56.7	2.6	435.7	0.1
49	70.5	4.5	68.2	2.3	409.8	0.2
51	3.6	193.8	110.4	1243.2	3.4	0.3
56	9.9	223.7	759.9	1017.3	15.8	3.7
65	160.5	13.5	657.7	8.1	656.3	3.6

Resultat Modell 5.xlsx

1Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente			
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
35	41.55	1364.05		1115.67	9256.51	73.73	0.79
37	644.16	48.17		763.90	102.08	3997.46	0.55
39	0.10	36.81		240.46	576.46	0.00	0.00
44	10.01	0.09		151.30	0.00	98.35	0.00
49	9.94	0.09		144.29	0.00	97.79	0.00
51	0.10	32.37		198.95	550.05	0.00	0.00
56	37.85	1304.36		1129.00	8493.68	73.52	0.78
65	663.25	46.67		785.97	98.02	4012.27	0.54

Resultat Modell 5.xlsx

2Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente				
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	
35	37.95		823.37		765.98	4837.52	78.90	0.82
37	767.45		22.10		433.04	48.13	4867.98	0.61
39	0.12		30.41		155.69	404.30	0.00	0.00
44	15.27		0.09		90.64	0.00	158.23	0.00
49	15.32		0.09		101.54	0.00	156.62	0.00
51	0.12		28.44		172.64	396.19	0.00	0.00
56	37.62		770.67		769.81	4622.00	77.16	0.80
65	758.57		23.34		464.22	45.18	4864.47	0.65

Resultat Modell 5.xlsx

3Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente			
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
35	17.93	1020.05		485.30	4546.64	33.19	0.60
37	338.98	31.39		304.91	56.32	1781.51	0.38
39	0.09	27.26		206.92	275.41	0.00	0.00
44	12.20	0.08		142.12	0.00	87.71	0.00
49	12.15	0.08		135.45	0.00	84.03	0.00
51	0.09	29.15		180.34	282.23	0.00	0.00
56	14.71	1022.65		445.65	4984.25	30.69	0.63
65	329.70	28.28		340.27	59.32	1784.70	0.36

Resultat Modell 5.xlsx

4Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente				
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	
35	34.86		1402.26		955.75	7892.66	63.71	0.55
37	576.23		43.53		636.93	95.75	3362.97	0.37
39	0.10		36.13		140.52	433.80	0.00	0.00
44	11.84		0.08		101.99	0.00	83.84	0.00
49	11.78		0.08		87.42	0.00	85.43	0.00
51	0.10		36.02		144.32	440.50	0.00	0.00
56	33.76		1449.72		909.29	7944.58	61.08	0.68
65	564.87		45.64		631.60	93.14	3373.36	0.39

Resultat Modell 5.xlsx

5Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente		
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
35	29.25	744.99	699.39	4228.35	56.57	0.62
37	679.79	23.19	501.56	44.33	3317.99	0.52
39	0.11	27.42	225.25	420.69	0.00	0.00
44	14.79	0.09	120.45	0.00	108.01	0.00
49	14.74	0.09	101.05	0.00	109.85	0.00
51	0.11	27.09	193.09	334.12	0.00	0.00
56	28.42	748.12	628.45	3948.20	54.09	0.64
65	679.39	21.55	468.62	43.39	3316.07	0.54

Resultat Modell 5.xlsx

6Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente		
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
35	28.27	843.70	588.96	4838.57	58.51	0.53
37	622.87	23.19	402.08	49.65	3731.86	0.41
39	0.11	25.61	161.77	308.14	0.00	0.00
44	11.55	0.07	68.37	0.00	96.78	0.00
49	11.52	0.07	88.26	0.00	94.87	0.00
51	0.11	23.86	195.20	359.90	0.00	0.00
56	32.25	783.07	699.53	4122.04	66.67	0.56
65	627.47	23.52	429.37	45.21	3723.93	0.40

Resultat Modell 5.xlsx

7Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente		
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
35	24.73	518.06	432.06	3115.76	50.06	0.43
37	555.00	18.73	286.33	36.87	2929.55	0.32
39	0.14	18.50	256.67	252.13	0.00	0.00
44	9.18	0.07	143.00	0.00	84.95	0.00
49	9.06	0.07	138.81	0.00	85.51	0.00
51	0.14	19.33	205.05	249.92	0.00	0.00
56	23.59	612.27	454.95	3413.91	49.30	0.42
65	555.27	18.81	271.83	37.49	2933.19	0.34

Resultat Modell 5.xlsx

8Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente		
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
35	38.63	1079.28	704.32	6204.83	75.10	1.00
37	790.71	31.86	519.69	65.52	4554.66	0.69
39	0.12	36.52	211.10	509.86	0.00	0.00
44	14.71	0.07	135.62	0.00	146.53	0.00
49	14.49	0.07	159.17	0.00	144.25	0.00
51	0.12	31.92	236.18	474.59	0.00	0.00
56	40.98	912.48	838.82	5844.20	77.90	0.87
65	780.30	26.31	500.89	60.82	4547.20	0.71

Resultat Modell 5.xlsx

9Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente		
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
35	27.24	691.96	509.73	3565.38	50.21	0.66
37	569.80	25.71	356.86	44.34	2823.74	0.46
39	0.13	20.96	210.90	293.74	0.00	0.00
44	11.96	0.06	127.27	0.00	118.12	0.00
49	11.41	0.06	149.44	0.00	110.65	0.00
51	0.13	21.03	252.64	350.30	0.00	0.00
56	31.09	707.35	538.73	3859.69	55.37	0.56
65	577.06	24.14	383.92	44.15	2828.75	0.44

Resultat Modell 5.xlsx

10Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente		
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
35	38.96	1395.47	1019.80	8014.56	69.09	0.82
37	704.00	47.21	740.40	97.53	3543.95	0.63
39	0.11	32.50	183.18	552.59	0.00	0.00
44	14.11	0.08	145.51	0.00	106.30	0.00
49	13.77	0.08	160.69	0.00	104.60	0.00
51	0.11	40.98	203.34	536.05	0.00	0.00
56	38.28	1490.93	1112.60	8563.75	68.79	0.85
65	674.97	50.20	750.47	96.79	3540.18	0.61

Resultat Modell 5.xlsx

11Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente		
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
35	41.69	1177.11	745.13	6162.06	86.89	0.81
37	796.45	37.22	518.26	70.54	5178.23	0.62
39	0.12	35.52	143.68	412.02	0.00	0.00
44	17.79	0.08	119.65	0.00	148.63	0.00
49	17.59	0.08	94.95	0.00	150.56	0.00
51	0.12	40.01	137.47	453.40	0.00	0.00
56	49.80	1371.61	747.96	7237.01	96.13	0.90
65	791.08	39.23	503.29	78.27	5166.96	0.64

Resultat Modell 5.xlsx

12Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente		
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
35	27.60	789.03	749.32	4879.55	50.86	0.48
37	539.27	28.47	493.95	57.76	2933.66	0.38
39	0.13	24.84	231.90	318.13	0.00	0.00
44	11.93	0.08	151.86	0.00	100.14	0.00
49	11.80	0.08	133.40	0.00	91.72	0.00
51	0.13	30.33	184.61	406.58	0.00	0.00
56	23.63	856.29	586.88	5424.08	47.27	0.65
65	522.89	29.58	409.46	59.98	2936.82	0.43

Resultat Modell 5.xlsx

13Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente		
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
35	37.85	940.73	786.74	5613.31	73.93	0.76
37	751.72	25.74	443.88	57.07	4658.59	0.63
39	0.12	34.90	206.89	443.22	0.00	0.00
44	17.23	0.08	107.07	0.00	127.17	0.00
49	16.71	0.08	109.91	0.00	133.72	0.00
51	0.12	37.24	180.75	383.80	0.00	0.00
56	35.79	1030.49	766.73	5599.07	73.55	0.80
65	765.23	27.76	466.19	58.44	4663.03	0.60

Resultat Modell 5.xlsx

14Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente		
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
35	41.16	1106.74	936.11	6639.70	85.76	0.93
37	818.41	36.39	599.16	74.27	5106.07	0.70
39	0.10	40.05	191.65	465.12	0.00	0.00
44	19.05	0.08	115.38	0.00	182.32	0.00
49	18.80	0.08	110.31	0.00	179.27	0.00
51	0.10	42.15	183.80	589.45	0.00	0.00
56	41.29	1314.39	821.97	7877.41	82.09	0.97
65	814.18	35.71	584.90	81.42	5104.26	0.68

Resultat Modell 5.xlsx

15Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente		
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
35	23.46	969.63	498.01	5539.37	42.32	0.74
37	402.30	28.68	332.81	62.35	2366.37	0.52
39	0.08	25.81	137.02	370.22	0.00	0.00
44	8.99	0.10	104.82	0.00	97.21	0.00
49	8.94	0.10	108.31	0.00	97.10	0.00
51	0.08	26.98	151.60	333.09	0.00	0.00
56	24.16	921.47	648.01	5457.53	44.29	0.76
65	396.08	31.83	414.28	69.37	2372.61	0.50

Resultat Modell 5.xlsx

16Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente		
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
35	24.38	950.05	736.49	6502.13	36.36	0.44
37	417.83	36.33	539.93	76.72	2177.78	0.34
39	0.11	25.39	179.22	405.90	0.00	0.00
44	9.79	0.09	133.03	0.00	84.91	0.00
49	9.70	0.09	157.74	0.00	80.41	0.00
51	0.11	30.54	261.75	472.29	0.00	0.00
56	29.85	1002.53	858.37	6593.32	45.41	0.44
65	433.12	36.69	545.16	76.72	2174.50	0.35

Resultat Modell 5.xlsx

17Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente			
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
35	28.49	1151.17		691.99	5910.44	50.25	0.69
37	565.33	32.73		510.00	64.99	2869.15	0.47
39	0.12	35.16		149.70	369.95	0.00	0.00
44	18.38	0.07		113.26	0.00	108.19	0.00
49	18.62	0.07		89.67	0.00	110.98	0.00
51	0.12	36.17		157.78	359.11	0.00	0.00
56	27.31	1138.89		738.77	5379.80	49.39	0.61
65	566.47	32.34		541.77	64.21	2859.65	0.48

Resultat Modell 5.xlsx

18Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente			
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
35	35.73	943.15		573.86	5994.77	69.41	0.95
37	714.83	29.88		410.27	63.53	4280.56	0.71
39	0.12	30.80		176.72	488.10	0.00	0.00
44	14.37	0.08		120.35	0.00	134.14	0.00
49	14.39	0.08		119.39	0.00	133.71	0.00
51	0.12	31.56		200.83	354.86	0.00	0.00
56	40.23	898.77		851.10	4598.33	78.40	0.97
65	727.02	28.41		586.82	56.08	4282.71	0.65

Resultat Modell 5.xlsx

19Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente			
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
35	23.42	733.49		457.54	3168.19	51.14	0.57
37	561.89	18.65		297.73	34.70	3284.61	0.41
39	0.12	22.51		188.66	238.74	0.00	0.00
44	10.86	0.08		106.41	0.00	80.44	0.00
49	10.78	0.08		98.04	0.00	80.99	0.00
51	0.12	22.33		190.46	215.93	0.00	0.00
56	24.20	706.33		414.65	3120.59	49.47	0.54
65	565.65	19.00		337.96	36.12	3288.93	0.38

Resultat Modell 5.xlsx

20Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente			
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
35	19.81	979.18		791.77	6341.02	34.00	0.45
37	373.48	35.50		591.75	73.74	1981.92	0.32
39	0.09	28.40		152.20	413.81	0.00	0.00
44	8.87	0.08		104.94	0.00	85.16	0.00
49	8.79	0.08		103.96	0.00	79.37	0.00
51	0.09	27.85		153.95	407.57	0.00	0.00
56	19.41	955.97		796.25	6522.52	31.14	0.45
65	374.83	35.30		564.63	75.10	1980.54	0.35

Resultat Modell 5.xlsx

21Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente			
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
35	24.15	1026.82		914.66	6649.26	35.03	0.56
37	467.89		39.18	667.54	80.52	1756.12	0.46
39	0.12		30.35	288.35	494.55	0.00	0.00
44	12.28		0.08	213.88	0.00	101.02	0.00
49	12.24		0.08	192.40	0.00	96.81	0.00
51	0.12		28.31	272.15	477.29	0.00	0.00
56	26.27		1048.19	935.60	6485.34	39.39	0.54
65	464.87		37.40	667.20	79.03	1755.85	0.41

Resultat Modell 5.xlsx

22Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente				
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	
35	31.18		1159.53		601.80	5625.50	63.27	0.75
37	781.86		30.32		379.01	60.14	4138.02	0.50
39	0.10		38.69		226.19	399.95	0.00	0.00
44	18.30		0.12		144.04	0.00	150.39	0.00
49	18.53		0.12		134.95	0.00	142.29	0.00
51	0.10		31.56		216.42	332.40	0.00	0.00
56	28.47		1097.17		674.90	5309.04	60.30	0.68
65	788.16		33.88		431.82	63.82	4129.10	0.55

Resultat Modell 5.xlsx

23Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente			
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
35	24.56	729.14		663.60	4651.54	51.46	0.58
37	485.23		24.11	458.00	53.44	3096.21	0.44
39	0.09		25.10	161.69	363.51	0.00	0.00
44	12.14		0.10	84.62	0.00	125.52	0.00
49	12.24		0.10	72.84	0.00	128.74	0.00
51	0.09		26.53	135.03	369.91	0.00	0.00
56	22.62		792.22	640.24	5189.41	46.59	0.65
65	485.98		23.08	404.67	52.84	3099.57	0.47

Resultat Modell 5.xlsx

24Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente				
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	
35	21.82		940.98		615.00	5980.25	39.89	0.64
37	408.16		31.63		469.31	64.30	2286.04	0.55
39	0.11		29.72		132.14	387.13	0.00	0.00
44	13.18		0.07		83.29	0.00	115.84	0.00
49	13.24		0.07		98.53	0.00	114.08	0.00
51	0.11		32.50		139.27	394.94	0.00	0.00
56	18.31		912.22		592.67	5484.59	38.65	0.71
65	397.49		30.14		461.47	59.49	2282.26	0.53

Resultat Modell 5.xlsx

25Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente			
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
35	24.33	636.43		388.10	3051.73	53.70	0.61
37	503.71		17.75	266.56	32.38	3290.72	0.41
39	0.09		21.35	205.54	276.60	0.00	0.00
44	11.00		0.11	141.60	0.00	84.82	0.00
49	10.95		0.11	155.17	0.00	86.70	0.00
51	0.09		17.94	175.31	198.58	0.00	0.00
56	26.81		602.41	489.26	2788.38	55.94	0.55
65	501.50		17.44	322.92	32.83	3286.68	0.42

Resultat Modell 5.xlsx

26Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente				
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	
35	26.93		944.90		591.14	5455.00	51.37	0.54
37	484.41		31.38		423.98	65.48	2564.18	0.39
39	0.10		23.79		250.62	339.27	0.00	0.00
44	7.79		0.10		182.36	0.00	64.15	0.00
49	7.60		0.10		184.90	0.00	63.35	0.00
51	0.10		22.60		285.72	337.16	0.00	0.00
56	28.15		927.29		693.57	5492.49	50.59	0.56
65	484.77		29.77		476.98	63.62	2562.66	0.32

Resultat Modell 5.xlsx

27Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente			
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
35	47.46	1042.70		886.30	4871.19	102.73	1.13
37	1045.75		20.46	513.25	44.47	6979.17	0.89
39	0.09		44.99	171.05	488.17	0.00	0.00
44	25.01		0.08	86.87	0.00	243.00	0.00
49	25.22		0.08	79.82	0.00	247.12	0.00
51	0.09		38.25	157.83	525.23	0.00	0.00
56	46.61		851.60	772.86	5013.63	102.30	1.07
65	1043.73		21.29	540.24	47.92	6976.79	0.91

Resultat Modell 5.xlsx

28Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente				
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	
35	32.92		999.62		584.61	3995.72	70.96	0.77
37	740.06		26.09		450.62	48.30	4298.65	0.63
39	0.17		31.01		147.71	304.03	0.00	0.00
44	18.49		0.07		98.40	0.00	153.16	0.00
49	18.29		0.07		116.05	0.00	156.24	0.00
51	0.17		32.98		216.79	400.09	0.00	0.00
56	36.81		1046.60		508.67	4431.73	76.06	0.86
65	739.58		26.95		383.99	49.43	4299.01	0.63

Resultat Modell 5.xlsx

29Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente			
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
35	28.79	486.83	471.83		2768.47	61.23	0.54
37	656.66	11.38	250.38		25.78	3808.99	0.44
39	0.08	21.63	187.38		254.93	0.00	0.00
44	11.69	0.08	97.22		0.00	116.77	0.00
49	11.77	0.08	99.99		0.00	119.09	0.00
51	0.08	18.30	167.35		278.35	0.00	0.00
56	28.82	403.96	437.52		2294.93	62.98	0.54
65	656.40	11.09	278.58		19.73	3805.82	0.44

Resultat Modell 5.xlsx

30Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente			
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
35	53.35	860.35		661.52	4121.27	114.02	0.89
37	1084.76	21.66		392.90	43.97	6889.58	0.72
39	0.11	29.33		223.40	390.09	0.00	0.00
44	17.90	0.08		160.68	0.00	171.27	0.00
49	17.97	0.08		155.61	0.00	163.52	0.00
51	0.11	35.57		222.59	412.39	0.00	0.00
56	53.10	1174.24		633.27	4276.71	113.21	1.01
65	1078.62	26.26		440.68	46.05	6896.02	0.73

Mittelwert

Knoten Nr.	Lagerkräfte			Lagermomente		
	P _X [kN]	P _Y [kN]	P _Z [kN]	M _X [kNm]	M _Y [kNm]	M _Z [kNm]
35	31.3	948.4	687.4	5347.4	61.1	0.7
37	628.3	29.3	465.2	59.8	3628.5	0.5
39	0.1	29.7	191.5	388.4	0.0	0.0
44	13.7	0.1	123.2	0.0	118.8	0.0
49	13.6	0.1	122.7	0.0	117.6	0.0
51	0.1	30.0	192.4	389.2	0.0	0.0
56	31.7	961.8	704.5	5345.7	61.9	0.7
65	627.0	29.4	479.7	59.8	3628.3	0.5

Standardabweichung

Knoten Nr.	Lagerkräfte			Lagermomente		
	P _X [kN]	P _Y [kN]	P _Z [kN]	M _X [kNm]	M _Y [kNm]	M _Z [kNm]
35	8.6	230.4	183.3	1540.1	19.8	0.2
37	182.3	8.7	132.7	18.9	1317.8	0.1
39	0.0	6.4	40.0	90.5	0.0	0.0
44	3.9	0.0	31.4	0.0	37.9	0.0
49	4.0	0.0	31.6	0.0	38.4	0.0
51	0.0	6.7	40.1	95.2	0.0	0.0
56	9.3	257.1	184.4	1609.6	20.2	0.2
65	182.2	8.9	125.4	19.1	1317.4	0.1

Max

Knoten Nr.	Lagerkräfte			Lagermomente		
	P _X [kN]	P _Y [kN]	P _Z [kN]	M _X [kNm]	M _Y [kNm]	M _Z [kNm]
35	53.4	1402.3	1115.7	9256.5	114.0	1.1
37	1084.8	48.2	763.9	102.1	6979.2	0.9
39	0.2	45.0	288.4	576.5	0.0	0.0
44	25.0	0.1	213.9	0.0	243.0	0.0
49	25.2	0.1	192.4	0.0	247.1	0.0
51	0.2	42.2	285.7	589.5	0.0	0.0
56	53.1	1490.9	1129.0	8563.8	113.2	1.1
65	1078.6	50.2	786.0	98.0	6976.8	0.9

Min

Knoten Nr.	Lagerkräfte			Lagermomente		
	P _X [kN]	P _Y [kN]	P _Z [kN]	M _X [kNm]	M _Y [kNm]	M _Z [kNm]
35	17.9	486.8	388.1	2768.5	33.2	0.4
37	339.0	11.4	250.4	25.8	1756.1	0.3
39	0.1	18.5	132.1	238.7	0.0	0.0
44	7.8	0.1	68.4	0.0	64.2	0.0
49	7.6	0.1	72.8	0.0	63.4	0.0
51	0.1	17.9	135.0	198.6	0.0	0.0
56	14.7	404.0	414.7	2294.9	30.7	0.4
65	329.7	11.1	271.8	19.7	1755.9	0.3

Resultat Modell 6.xlsx

1Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente			
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
35	29.47	1107.00		901.02	7094.88	54.32	0.50
37	482.04	37.19		581.52	79.17	3006.00	0.36
39	0.09	30.18		214.37	417.17	0.00	0.00
44	7.30	0.09		136.97	0.00	80.58	0.00
49	7.22	0.09		122.91	0.00	76.91	0.00
51	0.09	28.54		176.76	411.78	0.00	0.00
56	29.29	1038.53		892.22	6469.68	55.72	0.53
65	496.34	36.16		628.46	76.23	3015.10	0.38

Resultat Modell 6.xlsx

2Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente			
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
35	32.20	835.45		674.07	4643.81	66.57	0.69
37	684.82	23.09		401.41	49.19	4040.11	0.54
39	0.10	31.95		130.01	366.59	0.00	0.00
44	14.48	0.08		70.75	0.00	144.57	0.00
49	14.68	0.08		98.77	0.00	140.84	0.00
51	0.10	27.12		160.11	399.76	0.00	0.00
56	33.36	789.20		695.35	4481.91	66.48	0.68
65	681.97	23.72		408.94	43.09	4044.36	0.57

Resultat Modell 6.xlsx

3Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente			
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
35	19.98	921.12		478.12	4513.89	39.84	0.62
37	365.53	27.13		339.56	55.14	2129.23	0.47
39	0.10	24.90		169.54	282.94	0.00	0.00
44	13.61	0.08		114.87	0.00	114.42	0.00
49	13.47	0.08		103.06	0.00	111.06	0.00
51	0.10	31.01		146.44	367.30	0.00	0.00
56	17.05	1039.19		442.93	5455.49	34.44	0.74
65	357.04	29.66		268.63	60.41	2141.63	0.47

Resultat Modell 6.xlsx

4Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente			
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
35	20.43	1122.87		673.68	6466.10	32.58	0.44
37	399.13	34.92		499.35	77.00	2133.86	0.29
39	0.08	29.15		140.00	334.98	0.00	0.00
44	6.72	0.07		103.67	0.00	60.98	0.00
49	6.72	0.07		109.12	0.00	59.40	0.00
51	0.08	25.40		165.66	335.91	0.00	0.00
56	20.93	1086.57		697.94	6060.96	36.20	0.43
65	398.15	37.21		467.20	73.35	2125.69	0.28

Resultat Modell 6.xlsx

5Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente		
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
35	29.25	744.99	699.39	4228.35	56.57	0.62
37	679.79	23.19	501.56	44.33	3317.99	0.52
39	0.11	27.42	225.25	420.69	0.00	0.00
44	14.79	0.09	120.45	0.00	108.01	0.00
49	14.74	0.09	101.05	0.00	109.85	0.00
51	0.11	27.09	193.09	334.12	0.00	0.00
56	28.42	748.12	628.45	3948.20	54.09	0.64
65	679.39	21.55	468.62	43.39	3316.07	0.54

Resultat Modell 6.xlsx

6Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente		
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
35	29.43	565.55	376.54	2701.20	56.49	0.58
37	530.88	15.91	241.58	28.31	3080.60	0.47
39	0.12	18.09	133.70	266.17	0.00	0.00
44	10.79	0.06	84.70	0.00	95.10	0.00
49	11.03	0.06	100.23	0.00	88.81	0.00
51	0.12	19.43	157.17	218.85	0.00	0.00
56	28.62	610.11	419.23	2635.26	54.89	0.59
65	524.62	15.32	270.31	29.30	3076.31	0.45

Resultat Modell 6.xlsx

7Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente		
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
35	18.71	513.21	407.46	2742.02	37.98	0.36
37	447.16	15.91	254.01	30.28	2307.67	0.30
39	0.12	18.27	136.29	238.53	0.00	0.00
44	8.85	0.06	87.24	0.00	73.74	0.00
49	8.93	0.06	85.67	0.00	73.83	0.00
51	0.12	16.87	122.94	234.42	0.00	0.00
56	19.48	448.82	423.94	2722.11	39.85	0.38
65	453.29	14.35	277.94	30.96	2308.67	0.29

Resultat Modell 6.xlsx

8Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente		
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
35	36.80	1145.25	839.73	7223.63	72.43	1.00
37	777.54	35.87	593.00	77.77	4344.38	0.71
39	0.12	38.56	243.24	564.76	0.00	0.00
44	15.58	0.06	138.61	0.00	137.38	0.00
49	15.57	0.06	138.75	0.00	145.02	0.00
51	0.12	34.80	257.92	486.90	0.00	0.00
56	36.43	1012.35	941.71	6449.08	70.98	0.94
65	772.24	33.74	520.32	69.08	4354.17	0.74

Resultat Modell 6.xlsx

9Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente		
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
35	22.83	610.78	476.43	2712.44	41.49	0.47
37	445.76	14.36	339.08	31.94	2152.16	0.33
39	0.11	20.00	207.78	208.69	0.00	0.00
44	9.09	0.06	122.76	0.00	81.33	0.00
49	8.87	0.06	137.31	0.00	90.47	0.00
51	0.11	16.87	253.53	256.50	0.00	0.00
56	20.41	587.57	415.04	3045.55	36.51	0.46
65	448.79	17.32	265.06	34.92	2155.73	0.39

Resultat Modell 6.xlsx

10Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente		
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
35	30.43	908.40	595.84	4845.77	53.31	0.49
37	466.81	29.29	410.59	60.28	2596.00	0.32
39	0.09	22.91	161.98	311.14	0.00	0.00
44	8.68	0.05	126.02	0.00	72.20	0.00
49	8.90	0.05	121.27	0.00	71.66	0.00
51	0.09	27.72	160.92	314.21	0.00	0.00
56	27.98	1065.49	667.02	5515.73	50.55	0.53
65	462.66	33.39	431.17	64.74	2591.18	0.32

Resultat Modell 6.xlsx

11Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente		
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
35	23.17	861.77	505.41	4663.50	39.30	0.62
37	400.57	24.50	330.69	53.40	2105.54	0.42
39	0.10	26.08	141.29	304.03	0.00	0.00
44	12.64	0.09	127.86	0.00	105.94	0.00
49	12.59	0.09	104.05	0.00	105.39	0.00
51	0.10	27.26	151.90	316.66	0.00	0.00
56	25.26	898.69	460.11	4326.13	43.41	0.60
65	406.07	27.43	327.54	49.58	2098.11	0.43

Resultat Modell 6.xlsx

12Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente		
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
35	25.95	647.94	604.91	4194.85	51.49	0.47
37	537.48	22.58	409.86	46.98	2969.83	0.35
39	0.11	19.47	186.16	283.32	0.00	0.00
44	7.11	0.07	131.23	0.00	75.87	0.00
49	7.01	0.07	110.47	0.00	73.40	0.00
51	0.11	20.27	175.61	333.03	0.00	0.00
56	24.48	692.92	555.52	4159.52	47.76	0.47
65	529.32	23.32	374.74	50.16	2976.80	0.35

Resultat Modell 6.xlsx

13Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente		
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
35	19.11	875.68	543.05	4754.10	35.34	0.51
37	375.78	24.06	286.23	50.90	2299.02	0.33
39	0.12	28.22	180.67	331.76	0.00	0.00
44	12.03	0.07	120.95	0.00	74.57	0.00
49	11.93	0.07	110.50	0.00	74.67	0.00
51	0.12	28.29	163.29	260.60	0.00	0.00
56	23.96	869.80	656.56	4207.16	45.80	0.46
65	363.83	25.18	342.37	48.68	2296.36	0.30

Resultat Modell 6.xlsx

14Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente		
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
35	28.64	602.95	455.22	3642.60	59.14	0.58
37	555.34	19.93	312.07	38.20	3457.09	0.47
39	0.09	19.46	165.71	275.33	0.00	0.00
44	11.73	0.09	108.49	0.00	97.12	0.00
49	11.77	0.09	78.29	0.00	97.66	0.00
51	0.09	21.32	138.31	274.43	0.00	0.00
56	26.91	569.86	531.38	2940.83	53.32	0.63
65	553.27	17.39	321.94	31.18	3461.72	0.46

Resultat Modell 6.xlsx

15Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente		
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
35	17.17	832.72	513.15	4269.92	27.22	0.56
37	258.68	24.46	341.34	52.36	1490.93	0.40
39	0.07	21.01	155.71	269.94	0.00	0.00
44	8.18	0.08	119.20	0.00	79.74	0.00
49	7.93	0.08	101.96	0.00	81.08	0.00
51	0.07	23.00	138.35	298.19	0.00	0.00
56	15.24	900.33	429.74	4537.92	26.73	0.61
65	270.40	29.11	341.02	55.13	1491.43	0.41

Resultat Modell 6.xlsx

16Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente		
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
35	24.76	780.70	579.09	4550.64	44.50	0.34
37	415.94	25.69	429.85	54.72	2232.39	0.30
39	0.10	21.50	156.17	289.48	0.00	0.00
44	7.76	0.08	110.69	0.00	67.83	0.00
49	7.56	0.08	131.87	0.00	61.87	0.00
51	0.10	21.08	189.99	358.06	0.00	0.00
56	23.75	708.31	576.34	4731.16	42.69	0.33
65	409.51	25.46	407.04	54.96	2235.33	0.28

Resultat Modell 6.xlsx

17Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente		
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
35	23.56	788.24	382.65	3956.34	52.08	0.51
37	511.82	19.01	255.71	41.87	3064.25	0.36
39	0.10	25.75	148.16	278.73	0.00	0.00
44	12.11	0.07	93.95	0.00	91.04	0.00
49	12.27	0.07	95.89	0.00	90.43	0.00
51	0.10	21.87	156.51	234.23	0.00	0.00
56	28.17	672.46	505.59	3257.13	56.49	0.47
65	519.29	20.03	323.78	37.04	3068.68	0.35

Resultat Modell 6.xlsx

18Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente		
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
35	21.19	734.29	449.66	4668.38	41.46	0.72
37	434.30	24.52	320.04	50.23	2583.15	0.57
39	0.09	23.96	177.03	385.79	0.00	0.00
44	10.63	0.08	112.38	0.00	119.78	0.00
49	10.97	0.08	101.73	0.00	117.65	0.00
51	0.09	21.27	131.81	269.32	0.00	0.00
56	26.54	607.50	611.26	3963.32	46.29	0.69
65	437.54	22.31	420.67	46.18	2592.17	0.53

Resultat Modell 6.xlsx

19Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente		
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
35	25.02	736.87	448.30	3622.15	50.06	0.52
37	555.82	20.85	283.57	40.38	3127.86	0.37
39	0.10	21.62	203.33	251.96	0.00	0.00
44	10.29	0.07	123.34	0.00	82.92	0.00
49	10.34	0.07	117.52	0.00	83.74	0.00
51	0.10	22.73	191.06	238.80	0.00	0.00
56	26.30	721.03	430.63	3329.06	51.76	0.56
65	546.40	20.82	288.71	38.04	3136.48	0.39

Resultat Modell 6.xlsx

20Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente		
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
35	16.77	723.91	415.10	3882.26	28.58	0.43
37	324.48	22.20	268.27	44.61	1678.46	0.30
39	0.09	21.26	143.80	262.21	0.00	0.00
44	8.05	0.07	107.46	0.00	70.07	0.00
49	8.05	0.07	105.05	0.00	68.30	0.00
51	0.09	19.76	146.43	256.57	0.00	0.00
56	17.20	687.05	437.16	3698.27	29.84	0.44
65	334.66	21.94	323.25	45.85	1686.36	0.29

Resultat Modell 6.xlsx

21Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente			
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
35	24.70	1231.87		867.49	7696.58	41.68	0.57
37	440.36	42.80		624.00	83.02	2361.93	0.45
39	0.08	37.44		245.83	476.51	0.00	0.00
44	13.46	0.07		183.40	0.00	110.67	0.00
49	13.65	0.07		171.70	0.00	108.31	0.00
51	0.08	38.13		235.46	502.78	0.00	0.00
56	26.58	1189.87		930.32	7506.43	45.25	0.65
65	441.04	41.19		647.40	85.11	2358.50	0.43

Resultat Modell 6.xlsx

22Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente			
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
35	34.36	1017.64		884.76	6350.48	74.66	0.82
37	749.86	30.13		560.52	67.00	4800.02	0.60
39	0.08	36.45		133.07	454.87	0.00	0.00
44	16.95	0.10		78.71	0.00	160.30	0.00
49	16.86	0.10		87.64	0.00	164.62	0.00
51	0.08	31.67		133.60	513.80	0.00	0.00
56	32.88	931.30		788.63	6364.53	72.57	0.73
65	759.23	29.54		501.39	63.76	4803.73	0.66

Resultat Modell 6.xlsx

23Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente			
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
35	19.53	655.00		621.35	3922.74	37.49	0.37
37	404.57	22.95		415.79	49.02	2292.91	0.31
39	0.09	18.13		135.55	242.17	0.00	0.00
44	9.50	0.09		72.64	0.00	82.16	0.00
49	9.31	0.09		85.72	0.00	88.24	0.00
51	0.09	20.45		132.85	297.14	0.00	0.00
56	19.36	669.06		538.36	4563.22	35.70	0.44
65	395.42	24.21		367.47	51.54	2289.85	0.36

Resultat Modell 6.xlsx

24Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente			
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
35	13.03	698.94		500.62	4760.66	26.69	0.46
37	386.16	23.75		391.10	50.08	2204.11	0.41
39	0.08	24.03		146.23	331.98	0.00	0.00
44	10.83	0.07		101.00	0.00	99.39	0.00
49	10.91	0.07		106.27	0.00	102.05	0.00
51	0.08	24.04		144.13	334.45	0.00	0.00
56	19.32	706.28		601.71	4583.42	37.01	0.47
65	401.74	23.89		468.89	50.97	2208.21	0.36

Resultat Modell 6.xlsx

25Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente		
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
35	17.68	499.26	298.50	2746.90	38.43	0.34
37	429.00	13.96	233.55	31.82	2465.16	0.25
39	0.08	17.72	161.16	215.71	0.00	0.00
44	8.72	0.10	142.97	0.00	68.94	0.00
49	8.85	0.10	144.08	0.00	67.03	0.00
51	0.08	15.25	165.87	189.26	0.00	0.00
56	16.71	411.93	338.03	2285.99	35.30	0.33
65	428.25	14.71	263.00	30.53	2465.27	0.26

Resultat Modell 6.xlsx

26Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente		
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
35	32.08	731.17	433.01	3869.61	65.35	0.65
37	610.29	17.84	294.33	39.69	3718.38	0.46
39	0.08	21.83	182.12	294.76	0.00	0.00
44	8.92	0.08	127.80	0.00	86.38	0.00
49	8.76	0.08	130.84	0.00	85.84	0.00
51	0.08	17.69	214.79	268.07	0.00	0.00
56	32.62	621.28	526.92	3148.38	64.01	0.62
65	612.63	17.27	311.74	33.61	3712.07	0.44

Resultat Modell 6.xlsx

27Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente		
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
35	39.59	722.74	586.41	3628.09	86.93	0.88
37	825.27	18.33	391.89	35.29	5556.48	0.70
39	0.08	26.71	147.03	365.00	0.00	0.00
44	15.21	0.09	60.31	0.00	141.06	0.00
49	15.14	0.09	60.71	0.00	141.71	0.00
51	0.08	29.70	114.87	298.15	0.00	0.00
56	39.99	716.73	604.39	3450.22	88.27	0.89
65	822.85	18.57	363.63	33.03	5548.21	0.72

Resultat Modell 6.xlsx

28Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente		
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
35	24.73	797.66	592.61	3729.94	50.96	0.51
37	516.19	23.28	375.56	45.24	3054.57	0.44
39	0.14	23.60	126.38	274.17	0.00	0.00
44	13.90	0.06	91.39	0.00	124.41	0.00
49	13.71	0.06	99.37	0.00	122.79	0.00
51	0.14	27.98	157.91	340.77	0.00	0.00
56	24.27	843.55	518.96	4842.85	47.42	0.71
65	505.95	24.49	373.23	52.40	3056.94	0.48

Resultat Modell 6.xlsx

29Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente		
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
35	24.10	433.42	423.22	2703.65	51.46	0.45
37	555.74	11.93	248.91	24.91	3280.75	0.35
39	0.11	18.07	132.18	224.50	0.00	0.00
44	8.96	0.07	68.93	0.00	85.63	0.00
49	8.91	0.07	80.70	0.00	87.83	0.00
51	0.11	18.45	138.87	225.33	0.00	0.00
56	25.76	495.31	426.42	2651.18	54.65	0.45
65	556.52	12.18	295.92	25.83	3285.16	0.36

Resultat Modell 6.xlsx

30Match

Knoten	Lagerkräfte			Lagermomente		
	Nr.	P _x [kN]	P _y [kN]	P _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
35	38.59	771.81	505.04	3779.02	77.20	0.63
37	728.90	21.95	320.21	44.99	4623.59	0.50
39	0.10	23.71	160.37	270.47	0.00	0.00
44	13.71	0.07	118.40	0.00	98.58	0.00
49	13.66	0.07	94.47	0.00	99.40	0.00
51	0.10	30.58	152.06	273.30	0.00	0.00
56	35.18	1015.89	458.80	4033.63	74.10	0.66
65	722.37	25.86	303.49	46.28	4610.77	0.47

Mittelwert

Knoten Nr.	Lagerkräfte			Lagermomente		
	P _X [kN]	P _Y [kN]	P _Z [kN]	M _X [kNm]	M _Y [kNm]	M _Z [kNm]
35	25.4	787.3	557.7	4418.8	49.7	0.6
37	509.9	23.7	375.2	49.3	2949.1	0.4
39	0.1	24.6	166.3	316.5	0.0	0.0
44	11.0	0.1	110.2	0.0	96.4	0.0
49	11.0	0.1	107.9	0.0	96.3	0.0
51	0.1	24.5	165.6	314.8	0.0	0.0
56	25.7	778.5	571.7	4312.1	49.9	0.6
65	509.7	24.2	379.1	48.5	2950.4	0.4

Standardabweichung

Knoten Nr.	Lagerkräfte			Lagermomente		
	P _X [kN]	P _Y [kN]	P _Z [kN]	M _X [kNm]	M _Y [kNm]	M _Z [kNm]
35	6.8	195.2	157.9	1347.0	15.4	0.2
37	141.1	7.1	111.2	15.3	963.7	0.1
39	0.0	5.8	33.9	83.5	0.0	0.0
44	2.9	0.0	26.3	0.0	25.6	0.0
49	2.9	0.0	22.6	0.0	26.5	0.0
51	0.0	5.7	35.9	82.6	0.0	0.0
56	6.2	203.5	158.3	1322.7	14.4	0.1
65	139.7	7.2	101.8	15.2	962.7	0.1

Max

Knoten Nr.	Lagerkräfte			Lagermomente		
	P _X [kN]	P _Y [kN]	P _Z [kN]	M _X [kNm]	M _Y [kNm]	M _Z [kNm]
35	39.6	1231.9	901.0	7696.6	86.9	1.0
37	825.3	42.8	624.0	83.0	5556.5	0.7
39	0.1	38.6	245.8	564.8	0.0	0.0
44	17.0	0.1	183.4	0.0	160.3	0.0
49	16.9	0.1	171.7	0.0	164.6	0.0
51	0.1	38.1	257.9	513.8	0.0	0.0
56	40.0	1189.9	941.7	7506.4	88.3	0.9
65	822.9	41.2	647.4	85.1	5548.2	0.7

Min

Knoten Nr.	Lagerkräfte			Lagermomente		
	P _X [kN]	P _Y [kN]	P _Z [kN]	M _X [kNm]	M _Y [kNm]	M _Z [kNm]
35	13.0	433.4	298.5	2701.2	26.7	0.3
37	258.7	11.9	233.6	24.9	1490.9	0.3
39	0.1	17.7	126.4	208.7	0.0	0.0
44	6.7	0.1	60.3	0.0	61.0	0.0
49	6.7	0.1	60.7	0.0	59.4	0.0
51	0.1	15.3	114.9	189.3	0.0	0.0
56	15.2	411.9	338.0	2286.0	26.7	0.3
65	270.4	12.2	263.0	25.8	1491.4	0.3

Anhang E Verformung der plastischen Modelle

Modell 3

1Match

Knoten Nr.	Verschiebungen		
	u_x [mm]	u_y [mm]	u_z [mm]
91	4.7	7.4	2.2
92	3.7	6.5	0.6
93	4.7	6.5	1.9
94	3.7	7.4	0.6

Modell 3

2Match

Knoten Nr.	Verschiebungen		
	u_x [mm]	u_y [mm]	u_z [mm]
91	2.2	5.1	1.5
92	2.2	3.9	0.3
93	2.2	3.9	1.2
94	2.2	5.1	0.3

Modell 3

3Match

Knoten Nr.	Verschiebungen		
	u_x [mm]	u_y [mm]	u_z [mm]
91	3.7	6.4	1.9
92	3.0	7.1	0.5
93	3.7	7.1	2.1
94	3.0	6.4	0.4

Modell 3

4Match

Knoten Nr.	Verschiebungen		
	u_x [mm]	u_y [mm]	u_z [mm]
91	3.1	5.8	1.7
92	3.2	5.9	0.5
93	3.1	5.9	1.7
94	3.2	5.8	0.5

Modell 3

5Match

Knoten Nr.	Verschiebungen		
	u_x [mm]	u_y [mm]	u_z [mm]
91	3.8	4.1	1.2
92	3.7	6.4	0.6
93	3.8	6.4	1.9
94	3.7	4.1	0.5

Modell 3

6Match

Knoten Nr.	Verschiebungen		
	u_x [mm]	u_y [mm]	u_z [mm]
91	2.7	6.8	2.0
92	3.1	7.0	0.4
93	2.6	7.0	2.0
94	3.1	6.8	0.4

Modell 3

7Match

Knoten Nr.	Verschiebungen		
	u_x [mm]	u_y [mm]	u_z [mm]
91	3.7	5.6	1.6
92	2.0	4.3	0.3
93	3.7	4.3	1.4
94	2.0	5.6	0.3

Modell 3

8Match

Knoten Nr.	Verschiebungen		
	u_x [mm]	u_y [mm]	u_z [mm]
91	4.7	6.2	1.8
92	4.1	8.4	0.6
93	4.7	8.4	2.5
94	4.1	6.2	0.6

Modell 3

9Match

Knoten Nr.	Verschiebungen		
	u_x [mm]	u_y [mm]	u_z [mm]
91	5.1	7.3	2.3
92	3.7	5.6	0.5
93	5.1	5.6	1.6
94	3.7	7.3	0.5

Modell 3

10Match

Knoten Nr.	Verschiebungen		
	u_x [mm]	u_y [mm]	u_z [mm]
91	3.7	6.5	1.9
92	4.6	6.1	0.7
93	3.7	6.1	1.7
94	4.6	6.5	0.7

Modell 3

11Match

Knoten Nr.	Verschiebungen		
	u_x [mm]	u_y [mm]	u_z [mm]
91	5.1	6.8	2.1
92	4.9	6.0	0.7
93	5.1	6.0	1.7
94	4.9	6.7	0.7

Modell 3

12Match

Knoten Nr.	Verschiebungen		
	u_x [mm]	u_y [mm]	u_z [mm]
91	5.7	7.9	2.3
92	3.3	5.4	0.5
93	5.7	5.3	1.5
94	3.3	7.9	0.5

Modell 3

13Match

Knoten Nr.	Verschiebungen		
	u_x [mm]	u_y [mm]	u_z [mm]
91	5.0	6.5	1.8
92	3.1	4.5	0.5
93	5.0	4.5	1.2
94	3.1	6.5	0.5

Modell 3

14Match

Knoten Nr.	Verschiebungen		
	u_x [mm]	u_y [mm]	u_z [mm]
91	4.0	3.9	1.0
92	3.5	6.5	0.5
93	4.0	6.5	1.9
94	3.5	3.9	0.5

Modell 3

15Match

Knoten Nr.	Verschiebungen		
	u_x [mm]	u_y [mm]	u_z [mm]
91	4.6	7.0	2.0
92	3.2	6.3	0.5
93	4.6	6.3	1.9
94	3.2	7.0	0.4

Modell 3

16Match

Knoten Nr.	Verschiebungen		
	u_x [mm]	u_y [mm]	u_z [mm]
91	3.3	5.6	1.7
92	2.3	3.3	0.3
93	3.3	3.3	1.0
94	2.3	5.6	0.3

Modell 3

17Match

Knoten Nr.	Verschiebungen		
	u_x [mm]	u_y [mm]	u_z [mm]
91	5.1	7.8	2.3
92	5.2	5.9	0.7
93	5.1	5.9	1.7
94	5.2	7.8	0.8

Modell 3

18Match

Knoten Nr.	Verschiebungen		
	u_x [mm]	u_y [mm]	u_z [mm]
91	3.0	7.2	2.1
92	3.6	4.5	0.5
93	3.1	4.5	1.4
94	3.6	7.2	0.6

Modell 3

19Match

Knoten Nr.	Verschiebungen		
	u_x [mm]	u_y [mm]	u_z [mm]
91	5.3	3.8	1.1
92	2.5	8.0	0.4
93	5.3	8.0	2.3
94	2.5	3.8	0.3

Modell 3

20Match

Knoten Nr.	Verschiebungen		
	u_x [mm]	u_y [mm]	u_z [mm]
91	3.3	9.9	3.0
92	1.6	5.5	0.3
93	3.3	5.5	1.7
94	1.6	9.9	0.2

Modell 3

21Match

Knoten Nr.	Verschiebungen		
	u_x [mm]	u_y [mm]	u_z [mm]
91	4.5	5.5	1.6
92	2.9	7.1	0.4
93	4.5	7.1	2.0
94	2.9	5.5	0.4

Modell 3

22Match

Knoten Nr.	Verschiebungen		
	u_x [mm]	u_y [mm]	u_z [mm]
91	4.5	4.8	1.3
92	2.7	7.8	0.5
93	4.5	7.8	2.2
94	2.7	4.8	0.4

Modell 3

23Match

Knoten Nr.	Verschiebungen		
	u_x [mm]	u_y [mm]	u_z [mm]
91	3.0	3.4	1.0
92	4.3	4.6	0.6
93	3.0	4.6	1.4
94	4.3	3.4	0.6

Modell 3

24Match

Knoten Nr.	Verschiebungen		
	u_x [mm]	u_y [mm]	u_z [mm]
91	4.4	5.6	1.5
92	3.4	5.9	0.5
93	4.4	5.9	1.7
94	3.4	5.6	0.5

Modell 3

25Match

Knoten Nr.	Verschiebungen		
	u_x [mm]	u_y [mm]	u_z [mm]
91	3.0	7.2	2.1
92	3.0	7.0	0.4
93	3.0	7.0	2.2
94	3.0	7.2	0.5

Modell 3

26Match

Knoten Nr.	Verschiebungen		
	u_x [mm]	u_y [mm]	u_z [mm]
91	4.2	8.7	2.7
92	4.3	5.0	0.6
93	4.2	5.0	1.4
94	4.3	8.7	0.6

Modell 3

27Match

Knoten Nr.	Verschiebungen		
	u_x [mm]	u_y [mm]	u_z [mm]
91	3.3	3.5	1.0
92	3.2	4.9	0.4
93	3.3	4.9	1.4
94	3.2	3.5	0.4

Modell 3

28Match

Knoten Nr.	Verschiebungen		
	u_x [mm]	u_y [mm]	u_z [mm]
91	3.6	7.2	2.0
92	2.4	5.9	0.3
93	3.6	5.9	1.7
94	2.4	7.2	0.3

Modell 3

29Match

Knoten Nr.	Verschiebungen		
	u_x [mm]	u_y [mm]	u_z [mm]
91	5.5	6.4	1.8
92	3.4	8.5	0.5
93	5.5	8.5	2.5
94	3.4	6.4	0.5

Modell 3

30Match

Knoten Nr.	Verschiebungen		
	u_x [mm]	u_y [mm]	u_z [mm]
91	4.5	6.0	1.7
92	5.6	5.5	0.8
93	4.5	5.5	1.5
94	5.6	6.0	0.8

Mittelwert

Knoten Nr.	Verschiebungen		
	u_x [mm]	u_y [mm]	u_z [mm]
91	4.1	6.2	1.8
92	3.4	6.0	0.5
93	4.1	6.0	1.7
94	3.4	6.2	0.5

Standardabweichung

Knoten Nr.	Verschiebungen		
	u_x [mm]	u_y [mm]	u_z [mm]
91	0.9	1.5	0.5
92	0.9	1.3	0.1
93	0.9	1.3	0.4
94	0.9	1.5	0.2

Max

Knoten Nr.	Verschiebungen		
	u_x [mm]	u_y [mm]	u_z [mm]
91	5.7	9.9	3.0
92	5.6	8.5	0.8
93	5.7	8.5	2.5
94	5.6	9.9	0.8

Min

Knoten Nr.	Verschiebungen		
	u_x [mm]	u_y [mm]	u_z [mm]
91	2.2	3.4	1.0
92	1.6	3.3	0.3
93	2.2	3.3	1.0
94	1.6	3.4	0.2

Modell 4.xlsx

1Match

Knoten Nr.	Verschiebungen		
	u_x [mm]	u_y [mm]	u_z [mm]
91	2.7	2.9	0.9
92	2.4	5.3	0.4
93	2.7	5.3	1.6
94	2.4	2.9	0.4

Modell 4.xlsx

2Match

Knoten Nr.	Verschiebungen		
	u_x [mm]	u_y [mm]	u_z [mm]
91	4.4	3.7	1.1
92	3.9	9.3	0.6
93	4.4	9.3	2.8
94	3.9	3.7	0.6

Modell 4.xlsx

3Match

Knoten Nr.	Verschiebungen		
	u_x [mm]	u_y [mm]	u_z [mm]
91	3.1	3.8	1.1
92	2.9	7.0	0.4
93	3.1	7.0	2.0
94	2.9	3.8	0.4

Modell 4.xlsx

4Match

Knoten Nr.	Verschiebungen		
	u_x [mm]	u_y [mm]	u_z [mm]
91	3.1	4.4	1.3
92	3.0	6.7	0.4
93	3.1	6.7	1.9
94	3.0	4.4	0.4

Modell 4.xlsx

5Match

Knoten Nr.	Verschiebungen		
	u_x [mm]	u_y [mm]	u_z [mm]
91	3.6	4.1	1.2
92	3.6	6.2	0.6
93	3.6	6.2	1.8
94	3.6	4.2	0.5

Modell 4.xlsx

6Match

Knoten Nr.	Verschiebungen		
	u_x [mm]	u_y [mm]	u_z [mm]
91	2.6	3.3	0.9
92	2.1	4.3	0.3
93	2.6	4.3	1.2
94	2.1	3.3	0.3

Modell 4.xlsx

7Match

Knoten Nr.	Verschiebungen		
	u_x [mm]	u_y [mm]	u_z [mm]
91	2.9	4.7	1.3
92	1.8	3.5	0.3
93	3.0	3.5	1.0
94	1.8	4.7	0.3

Modell 4.xlsx

8Match

Knoten Nr.	Verschiebungen		
	u_x [mm]	u_y [mm]	u_z [mm]
91	3.8	4.8	1.5
92	5.4	6.6	0.9
93	3.8	6.6	1.8
94	5.4	4.8	0.8

Modell 4.xlsx

9Match

Knoten Nr.	Verschiebungen		
	u_x [mm]	u_y [mm]	u_z [mm]
91	3.5	5.4	1.5
92	4.1	5.4	0.6
93	3.5	5.4	1.5
94	4.1	5.4	0.6

Modell 4.xlsx

10Match

Knoten Nr.	Verschiebungen		
	u_x [mm]	u_y [mm]	u_z [mm]
91	4.2	6.8	1.9
92	3.7	4.4	0.5
93	4.2	4.4	1.3
94	3.7	6.8	0.5

Modell 4.xlsx

11Match

Knoten Nr.	Verschiebungen		
	u_x [mm]	u_y [mm]	u_z [mm]
91	4.1	5.5	1.6
92	3.3	4.7	0.5
93	4.1	4.7	1.4
94	3.4	5.5	0.5

Modell 4.xlsx

12Match

Knoten Nr.	Verschiebungen		
	u_x [mm]	u_y [mm]	u_z [mm]
91	4.0	6.2	1.8
92	3.8	5.7	0.5
93	4.0	5.7	1.6
94	3.8	6.2	0.5

Modell 4.xlsx

13Match

Knoten Nr.	Verschiebungen		
	u_x [mm]	u_y [mm]	u_z [mm]
91	5.3	7.0	2.0
92	3.3	5.6	0.5
93	5.3	5.5	1.5
94	3.3	7.0	0.5

Modell 4.xlsx

14Match

Knoten Nr.	Verschiebungen		
	u_x [mm]	u_y [mm]	u_z [mm]
91	4.1	5.9	1.7
92	4.1	6.4	0.6
93	4.1	6.4	1.9
94	4.1	5.9	0.6

Modell 4.xlsx

15Match

Knoten Nr.	Verschiebungen		
	u_x [mm]	u_y [mm]	u_z [mm]
91	3.1	4.9	1.3
92	3.1	5.7	0.5
93	3.1	5.6	1.6
94	3.1	4.9	0.4

Modell 4.xlsx

16Match

Knoten Nr.	Verschiebungen		
	u_x [mm]	u_y [mm]	u_z [mm]
91	3.3	4.8	1.3
92	1.6	3.2	0.2
93	3.3	3.2	0.9
94	1.6	4.8	0.2

Modell 4.xlsx

17Match

Knoten Nr.	Verschiebungen		
	u_x [mm]	u_y [mm]	u_z [mm]
91	3.1	3.9	1.2
92	3.6	5.6	0.5
93	3.2	5.6	1.7
94	3.6	3.9	0.5

Modell 4.xlsx

18Match

Knoten Nr.	Verschiebungen		
	u_x [mm]	u_y [mm]	u_z [mm]
91	2.6	5.8	1.7
92	3.0	4.5	0.4
93	2.6	4.5	1.3
94	3.0	5.9	0.4

Modell 4.xlsx

19Match

Knoten Nr.	Verschiebungen		
	u_x [mm]	u_y [mm]	u_z [mm]
91	4.5	3.9	1.1
92	2.4	5.6	0.4
93	4.5	5.6	1.6
94	2.4	3.9	0.3

Modell 4.xlsx

20Match

Knoten Nr.	Verschiebungen		
	u_x [mm]	u_y [mm]	u_z [mm]
91	1.9	3.9	1.2
92	1.3	5.5	0.2
93	1.9	5.5	1.5
94	1.3	3.9	0.2

Modell 4.xlsx

21Match

Knoten Nr.	Verschiebungen		
	u_x [mm]	u_y [mm]	u_z [mm]
91	3.1	5.0	1.4
92	2.9	6.9	0.4
93	3.1	6.9	2.0
94	2.9	5.0	0.4

Modell 4.xlsx

22Match

Knoten Nr.	Verschiebungen		
	u_x [mm]	u_y [mm]	u_z [mm]
91	3.2	4.3	1.2
92	2.1	8.4	0.3
93	3.2	8.4	2.5
94	2.1	4.3	0.3

Modell 4.xlsx

23Match

Knoten Nr.	Verschiebungen		
	u_x [mm]	u_y [mm]	u_z [mm]
91	3.7	4.6	1.3
92	3.8	5.7	0.4
93	3.7	5.7	1.6
94	3.8	4.6	0.6

Modell 4.xlsx

24Match

Knoten Nr.	Verschiebungen		
	u_x [mm]	u_y [mm]	u_z [mm]
91	3.7	5.0	1.4
92	3.2	4.9	0.5
93	3.7	4.9	1.4
94	3.2	5.0	0.4

Modell 4.xlsx

25Match

Knoten Nr.	Verschiebungen		
	u_x [mm]	u_y [mm]	u_z [mm]
91	3.2	5.0	1.4
92	3.6	6.2	0.5
93	3.1	6.2	1.9
94	3.6	5.0	0.6

Modell 4.xlsx

26Match

Knoten Nr.	Verschiebungen		
	u_x [mm]	u_y [mm]	u_z [mm]
91	4.5	7.8	2.4
92	4.6	5.4	0.7
93	4.5	5.4	1.6
94	4.6	7.8	0.7

Modell 4.xlsx

27Match

Knoten Nr.	Verschiebungen		
	u_x [mm]	u_y [mm]	u_z [mm]
91	3.5	4.1	1.2
92	3.3	5.8	0.4
93	3.5	5.8	1.7
94	3.3	4.1	0.5

Modell 4.xlsx

28Match

Knoten Nr.	Verschiebungen		
	u_x [mm]	u_y [mm]	u_z [mm]
91	2.7	5.5	1.5
92	2.4	6.0	0.4
93	2.7	6.0	1.8
94	2.4	5.5	0.3

Modell 4.xlsx

29Match

Knoten Nr.	Verschiebungen		
	u_x [mm]	u_y [mm]	u_z [mm]
91	3.9	5.9	1.7
92	3.4	4.4	0.5
93	3.8	4.4	1.3
94	3.4	5.9	0.5

Modell 4.xlsx

30Match

Knoten Nr.	Verschiebungen		
	u_x [mm]	u_y [mm]	u_z [mm]
91	3.9	4.7	1.3
92	4.3	5.9	0.7
93	3.8	5.9	1.8
94	4.3	4.7	0.6

Mittelwert

Knoten Nr.	Verschiebungen		
	u_x [mm]	u_y [mm]	u_z [mm]
91	3.5	4.9	1.4
92	3.2	5.7	0.5
93	3.5	5.7	1.7
94	3.2	4.9	0.5

Standardabweichung

Knoten Nr.	Verschiebungen		
	u_x [mm]	u_y [mm]	u_z [mm]
91	0.7	1.1	0.3
92	0.9	1.3	0.1
93	0.7	1.3	0.4
94	0.9	1.1	0.1

Max

Knoten Nr.	Verschiebungen		
	u_x [mm]	u_y [mm]	u_z [mm]
91	5.3	7.8	2.4
92	5.4	9.3	0.9
93	5.3	9.3	2.8
94	5.4	7.8	0.8

Min

Knoten Nr.	Verschiebungen		
	u_x [mm]	u_y [mm]	u_z [mm]
91	1.9	2.9	0.9
92	1.3	3.2	0.2
93	1.9	3.2	0.9
94	1.3	2.9	0.2