

Diploma Thesis

Numerical investigation of different embodiments for column-slab-joints

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

Diplomarbeit

Numerische Untersuchungen verschiedener Ausführungsformen für Stützen-Deckenknoten

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades eines
Diplom-Ingenieurs
eingereicht an der Technischen Universität Wien, Fakultät für Bauingenieurwesen

von

Andreas Scheibelberger, BSc

Matr.Nr.: 01426023

unter der Anleitung von

O. Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.-Ing. **Johann Kollegger**
Dipl.-Ing. **Hannes Wolfger**

Institut für Tragkonstruktionen - Betonbau
Forschungsbereich Stahlbeton- und Massivbau
Technische Universität Wien,
Karlsplatz 13/212-2, A-1040 Wien

Wien, im März 2020



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

Danksagung

Meinen Dank richte ich an alle Personen, die mich im Laufe meines Studiums unterstützt haben und mir bei der Erstellung dieser Arbeit geholfen haben.

Ein besonderer Dank gilt Herrn Prof. Dipl.-Ing. Dr.-Ing. Johann Kollegger, welcher mir die Möglichkeit gab, meine Diplomarbeit am Institut für Tragkonstruktionen zu verfassen. Dadurch konnte ich mein erlerntes Wissen in diesem interessanten Forschungsprojekt umsetzen.

Weiters möchte ich mich bei Dipl.-Ing. Hannes Wolfger für seine tatkräftige Unterstützung bei der Erstellung dieser Arbeit bedanken. Die fachlichen Diskussionen und die hilfreichen Anregungen haben die Qualität maßgeblich beeinflusst. Die Zusammenarbeit hat mich sehr motiviert.

Bedanken möchte ich mich bei meinen Freunden und Studienkolleggen, die mich auf meinem Weg durch das Studium begleitet haben.

Ich möchte mich bei meiner Familie bedanken, speziell bei meinen Eltern Mariana und Helmut, dass sie mir dieses Studium ermöglicht und mir die wesentlichen Dinge im Leben beigebracht haben und bei meinen Geschwistern Stefanie und Dominik, die mir immer zur Seite stehen. Euer großer Zuspruch für meine Entscheidungen und die Unterstützung die ihr mir seit jeher gebt, weiß ich sehr zu schätzen. Ein herzliches Dankeschön dafür.

Abschließend danke ich meiner Freundin Patricia von Herzen. Deine beeindruckende Zielstrebigkeit und dein Ehrgeiz haben mich geprägt und mir in der Zeit meines Studiums geholfen. Danke, dass du mir immer Rückhalt gibst.

Kurzfassung

Die heutige Architektur fasziniert mit einem offenen, lichtdurchfluteten Baustil, welcher mit der Forderung schlanker tragender Bauteile einhergeht. Der Baugrund als begrenzte Ressource und die dadurch bedingten hohen Grundstückspreise lassen Bauwerke immer höher anwachsen. Die lebenszyklusorientierte Planung beinhaltet unter anderem das Verlangen der einfachen Nutzungsänderung von Gebäuden. Gleichzeitig schlägt sich der nachhaltige Gedanke im Sinne eines geringen Materialverbrauchs sowie die Wirtschaftlichkeit und die Forderung möglichst großer Nutzflächen in der Dimensionierung der tragenden Bauteile nieder. Der Anspruch der zuvor genannten Aspekte resultiert unter anderem in hoch belasteten Stützen, bei gleichzeitiger Minimierung des Querschnitts.

Durch Forschung und Weiterentwicklung in der Materialwissenschaft ist es möglich, für schwierige Anforderungen Lösungsansätze zu bieten. Einer dieser Lösungen stellt die neuwertige Verwendung des Baustoffes SAS 670/800 des Stahlwerks Annahütte (Hammerau, Deutschland) als Längsbewehrung in Druckgliedern dar. Dabei handelt es sich um einen hochfesten Bewehrungsstahl mit einer charakteristischen Fließgrenze von 670 N/mm^2 , welcher in Kombination mit hochfestem Beton in der Lage ist, sehr hohe Lasten bei geringem Querschnitt abzutragen.

Bisher konnte der Einsatz von hochfesten Stützen im Hochhausbau in einigen Projekten realisiert und dadurch erste Erkenntnisse gewonnen werden. Zur geringen Erfahrung kommt die Tatsache, dass die Anwendungsgrenzen des EC 2 überschritten werden und daher die Bemessung nach Norm nicht möglich ist. Erst die europäische Zulassung [1] regelt die Bemessung und erleichtert dadurch den Einsatz. Um die Anwendung zu normieren, sind gegenwärtig Untersuchungen im Gange.

Zusätzlich zu den Vorteilen in der Nutzungsphase ergeben sich aufgrund der Fertigteilbauweise der hochfesten Stützen auch wesentliche positive Aspekte für die Bauphase. Da hochfeste Stützen üblicherweise einen hohen Bewehrungsgrad aufweisen und daher Übergreifungsstöße nicht möglich sind, werden sie im Allgemeinen stumpf gestoßen. Es liegt daher nahe, den Stumpfstoß auf Höhe der Decke zu führen und durch diese zu unterbrechen. Dabei ergibt sich jedoch die Problematik der Durchleitung der hohen Kräfte der oberen in die untere Stütze durch die geringer tragfähige Stahlbetondecke. Eine Lösung bietet der Ansatz der von der TU Wien, am Institut für Tragkonstruktionen, Forschungsbereich für Stahlbeton- und Massivbau, entwickelten und patentierten Erhöhung der Querschnittsabmessungen an den Enden der Stützen. Durch die Aufweitung der Stützen im Bereich des Stützen-Deckenknoten steht der Belastung ein größerer Deckenbereich gegenüber.

Die vorliegende Arbeit dient als Grundlage zum besseren Verständnis des Trag- und Verformungsverhalten von hochfesten Stützen mit aufgeweiteten Stützenenden. Dazu wurden verschiedene Ausführungen des Stützen-Deckenknoten mittels nicht linearen Berechnungsprogrammen simuliert. Die Ergebnisse bestätigen die Erhöhung der Tragfähigkeit sowie der Steifigkeit des Knoten durch diese Art der Ausführung. Demnach ist es aufgrund des hohen Potenzials des Stützen-Deckenknoten erstrebenswert, in weitere Forschung zu investieren. Als nächster Schritt sollten daher experimentelle Versuche durchgeführt werden. Das langfristige Ziel wäre, auf Basis der experimentellen Versuche und dieser sowie eventuell folgender numerischen Simulationen, ein Bemessungsmodell zu finden und diesen Stützen-Deckenknoten in der Norm zu berücksichtigen.

Abstract

Today's architecture fascinates with an open, light-flooded architectural style, which goes hand in hand with the demand for slim load-bearing components. The building area, as a limited resource, and the resulting high land prices allow buildings to grow ever higher. Life-cycle oriented planning includes, among other things, the demand for simple changes of use of buildings. At the same time, the sustainable idea in the sense of low material consumption as well as the economic efficiency and the demand for the largest possible effective areas are reflected in the dimensioning of the load-bearing components. The demand of the above mentioned aspects results, among other things, in highly loaded columns, while at the same time minimizing the cross-section.

Through research and further development in materials science it is possible to offer solutions for difficult requirements. One of these solutions is the use of the building material SAS 670/800 of the company Annahütte (Hammerau, Germany) as new longitudinal reinforcement in compression members. This is a high-strength reinforcing steel with a characteristic yield strength of 670 N/mm², and in combination with high-strength concrete it is capable of carrying very high loads with a small cross-section.

Up to now, the use of high-strength columns in the construction of high-rise buildings has been realised in isolated cases and initial findings have been gained. In addition to the lack of experience, the application limits of EC 2 are exceeded and therefore design according to the standard is not possible. Only the European Technical Assessment [1] regulates the design which makes the application easier. Investigations are currently underway to standardize the application.

In addition to the advantages during the utilisation, significant positive aspects for the construction phase also arise from the prefabricated construction of the high-strength columns. Since the columns usually have a high degree of reinforcement, overlap connections are not possible. For this reason high-strength columns are generally butt-jointed. It is therefore obvious to conduct the butt joint at the level of the slab and to interrupt it through this. This raises the problem of transmitting the high forces from the upper to the lower column through the low load-bearing reinforced concrete slab. A solution is offered by the approach of increasing the cross-sectional dimensions at the ends of the columns, developed and patented by the Technical University of Vienna, at the Institute of Structural Engineering, Research Unit Structural Concrete. Due to the expansion of the columns in the area of the column-slab-joint, a larger slab area is opposed to the load.

The present paper provides a basis for a better understanding of the load-bearing and deformation behaviour of high-strength columns with widened column ends. Therefore different designs of the column-slab-joints were simulated by means of non-linear calculation programs. The results confirm the increase of the load-bearing capacity as well as the stiffness of the joint by this type of execution. It is desirable to invest in further research due to the high potential of the column-slab-joint. Therefore experimental tests should be conducted as the next step. The long-term aim is to find a design model on the basis of the experimental tests and possibly subsequent numerical simulations and to consider this column-slab-joint in the standard.

Inhaltsverzeichnis

Inhaltsverzeichnis	4
1 Einleitung.....	1
1.1 Aufgabenstellung.....	1
1.2 Zielsetzung.....	2
2 Grundlagen.....	3
2.1 Allgemeines.....	3
2.2 Stützen mit hochfestem Betonstahl.....	3
2.3 Problemstellung Stützen-Deckenknoten	7
2.3.1 Untersuchungen zur mehraxialen Druckfestigkeit	8
2.3.2 Gebrauchstauglichkeit.....	14
2.3.3 Durchstanzen.....	14
2.4 Bekannte Ausführungsformen für Stützen-Deckenknoten.....	15
2.4.1 Stützen-Deckenknoten mit hochfestem Beton im Nahbereich der Stütze	15
2.4.2 Stützen-Deckenknoten mit Umschnürungsbewehrung.....	16
2.4.3 Stützen-Deckenknoten mit Stahleinbauteil.....	17
2.4.4 Stützen-Deckenknoten mit Stumpfstoß	18
2.4.5 Stützen-Deckenknoten mit Verstärkungselement.....	22
2.4.6 Stützen-Deckenknoten mit durchgehender stumpf gestoßener Stütze.....	23
2.4.7 Stützen-Deckenknoten mit Aufweitung.....	24
2.5 Vergleich verschiedener Normen bezüglich Stützen-Deckenknoten.....	24
2.5.1 Bemessung nach EN 1992-1-1 [4]	25
2.5.2 Bemessung nach SIA 262 (Schweiz).....	31
2.5.3 Bemessung nach fib Model Code for Concrete Structures 2010.....	33
2.5.4 Bemessung nach ACI 318-14 (Vereinigten Staaten von Amerika)	34
2.5.5 Bemessung nach AS 3600:2014 (Australien)	36
2.5.6 Europäische Technische Zulassung für Hochfesten Bewehrungsstahl.....	39
3 Entwicklung des neuen Stützen-Deckenknotens.....	40
3.1 Allgemeine Beschreibung.....	40
3.2 Referenzstütze	41
3.3 Berechnung der Deckenlasten auf einen Stützen-Deckenknoten	45
3.4 Versuchsreihen	53
3.4.1 Versuchsreihe mit 0 mm Abstand zwischen Längsbewehrung und DOK.....	53
3.4.2 Versuchsreihe mit 15 mm Abstand zwischen Längsbewehrung und DOK	53
3.4.3 Versuchsreihe mit 30 mm Abstand zwischen Längsbewehrung und DOK	53
3.4.4 Versuchsreihen mit Variation der Deckenlast	54
3.4.5 Versuchsreihe mit einem Seitenverhältnis der Aufweitung von 1:2	54
3.4.6 Versuchsreihe mit Variation der Durchmesser der Aufweitungslängsbewehrung....	54
3.5 Ausführungsvarianten	55

3.5.1	Aufweitung mit 15cm unter einem Winkel von 45°	55
3.5.2	Aufweitung mit 20cm unter einem Winkel von 45°	57
3.5.3	Aufweitung mit 25cm unter einem Winkel von 45°	58
3.5.4	Aufweitung unter einem Winkel von ca. 26,6°	58
4	Numerische Simulation und Vergleich der verschiedenen Ausführungsformen	60
4.1	Allgemeines	60
4.2	Modellierung und Berechnungen	61
4.2.1	Materialien	61
4.2.2	Randbedingungen	63
4.2.3	FE-Netz	64
4.3	Auswertung und Vergleich der numerischen Simulation	65
4.3.1	Allgemeines	65
4.3.2	Referenzstütze	67
4.3.3	Versuchsreihe 0_100	69
4.3.4	Versuchsreihe 15_100	70
4.3.5	Versuchsreihe 30_100	71
4.3.6	Versuchsreihe 15_50	73
4.3.7	Versuchsreihe 15_0	74
4.3.8	Versuchsreihe 15_100_1:2	75
4.3.9	Versuchsreihe 15_100 mit Aufweitungsbewehrung Ø 16 mm	77
4.3.10	Versuchsreihe 15_100 mit Aufweitungsbewehrung Ø 14 mm	78
4.3.11	Spannung in der oberen Bewehrung der Decke	79
4.3.12	Vergleich Abstand zur DOK	80
4.3.13	Vergleich Deckenbelastung	80
4.3.14	Vergleich der Aufweitungslängsbewehrung	81
4.3.15	Versagensverhalten und Rissbild	82
4.4	Nachrechnungen mit den Modellen aus der Literatur	84
5	Zusammenfassung und Ausblick	88
5.1	Zusammenfassung	88
5.2	Ausblick	89
	Literaturverzeichnis	91
	Abbildungsverzeichnis	93
	Tabellenverzeichnis	95
	Anhang	96



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

1 Einleitung

1.1 Aufgabenstellung

Mit dem Anstieg der Grundstückspreise Mitte des 19. Jahrhunderts in den USA beginnt das Streben nach höheren Bauwerken und der Hochhausbau entsteht. Für den Durchbruch des Hochhausbaues sorgen zwei wesentliche Voraussetzungen. Zum einen revolutionierte Elisha Otis im Jahr 1854 mittels einer Sicherheitsvorrichtung für Fahrstühle die vertikale Erschließung von Gebäuden. Erst dadurch wurde das Aufzugssystem für die breite Masse zugänglich und der Mensch war in der Lage, die großen Höhenunterschiede zu bewältigen. Zum anderen wurde der Mauerwerksbau aufgrund der Errungenschaften in der Materialforschung von Stahl und Beton und in weiterer Folge von Verbundbau verdrängt und die Skelettbauweise setzte sich durch. Sie zeichnet sich dadurch aus, dass die tragenden Elemente nicht zwingend raumabschließend sind. So wird die Fläche und auch das Gewicht der zur vertikalen Lastabtragung notwendigen tragenden Elemente stark reduziert, indem Wände durch eine Vielzahl an Stützen ersetzt werden. Dadurch ergeben sich punktuell sehr hohe Vertikallasten, welche von Stahl- oder Stahlbetonstützen abgetragen werden.

In der Vergangenheit bestand der Fokus darin, Materialien und Herstellungsprozesse zu optimieren. Heute sind Nachhaltigkeit, die Möglichkeit einer späteren Nutzungsänderung sowie Gestaltungsfreiheit wesentliche Anforderungen. Aus wirtschaftlicher Sicht gesehen, werden rasche Bauzeit und möglichst große Nutzflächen angestrebt, insbesondere aufgrund der heute wie damals sehr hohen Grundstückspreise. In Europa konnte sich beim Hochhausbau die Stahlbauweise nicht durchsetzen und Stahlbeton in Kombination mit Verbundbauweise haben sich etabliert. Aufgrund der hohen Lasten, ergeben sich für die Stützen in konventioneller Stahlbetonbauweise große Abmessungen bzw. kleine Stützenraster, wodurch wertvolle Nutzfläche verloren geht. Eine Möglichkeit, die Abmessungen von hochbelasteten Stützen klein zu halten, ist die Verbundbauweise. Diese bedingt durch den hohen Aufwand für Material und Herstellung eine kostenintensive Bauweise. Aufgrund der Materialentwicklungen der letzten Jahrzehnte können heute hochfeste Betone mit Zylinderdruckfestigkeiten über 100 N/mm^2 verwendet und verarbeitet werden. In Kombination mit hochfester Bewehrung können sehr hohe Tragfähigkeiten erreicht werden. Dadurch ergibt sich für hochbelastete Stützen eine wirtschaftliche Alternative zum Verbundbau. Die hochfeste Bewehrung ist vom Stahlwerk Annahütte (Hammerau, Deutschland) entwickelt worden und trägt die Bezeichnung SAS 670/800. Stützen mit Längsbewehrung aus hochfestem Betonstahl kennzeichnen sich durch folgende Eigenschaften:

- Die charakteristische Fließgrenze des SAS 670/800 liegt bei 670 N/mm^2 .
- Aufgrund der Verfügbarkeit der Durchmesser bis 75 mm können Bewehrungsgrade bis 20 % erreicht werden.
- Da aufgrund des hohen Bewehrungsgrades keine Übergreifungsstöße möglich sind, werden die Stützen stumpf gestoßen. Eine Kraftübertragung ist mittels Muffen möglich.

Aktuell ist der Einsatz des SAS 670/800 unter Anwendung des EC 2 nicht möglich, da dieser die geforderten Anwendungsgrenzen nicht einhält. Erst die europäische technische Zulassung ETA-13/0840 [1] regelt die Anwendung des SAS 670/800 in Zusammenhang mit dem EC 2. Die Normierung des SAS 670/800 ist Gegenstand aktueller Untersuchungen. In Zusammenhang mit hochfester Bewehrung

SAS 670/800 soll nun das Verhalten von hochfesten Stützen im Bereich des Stützen-Deckenknoten untersucht werden. Hier ergibt sich aufgrund der hohen Festigkeit der Stützen und der geringen Festigkeit der Decke das Problem der Lastdurchleitung durch die Decke. Daher ist an der TU Wien ein neuartiger Stützen-Deckenknoten entwickelt und patentiert worden. Die Idee liegt darin, durch eine Aufweitung des Querschnitts an den Stützenenden die beanspruchte Deckenfläche zu vergrößern, um die Lastdurchleitung zu ermöglichen.

Aufgabe dieser Arbeit ist es, verschiedene Ausführungsvarianten dieser Aufweitung mittels einem FE-Programm zu untersuchen. Dabei werden Geometrie und Bewehrung verändert und die Auswirkungen auf die Tragfähigkeit sowie die Verformung ausgewertet.

1.2 Zielsetzung

Ziel der Arbeit ist es, aufgrund der Ergebnisse der numerischen Simulation, ein besseres Verständnis für das Tragverhalten von Stützen-Deckenknoten zu erlangen. Die Erkenntnisse dienen dabei als Grundlage für nachfolgende experimentelle Versuche. Sie sollen die Auswirkungen der Geometrie auf den Stützen-Deckenknoten aufzeigen und in der Herstellung der Versuchskörper berücksichtigt werden. Dabei wird besonders auf die Tragfähigkeit sowie die Verformung im Vergleich zur Referenzstütze ohne Stützen-Deckenknoten eingegangen. Ziel wäre es, die Aufweitung so zu gestalten, dass sich aufgrund des Knotens kein Verlust in der Tragfähigkeit ergibt.

Dazu wird in Kapitel 2 ein Überblick über das Tragverhalten von Stützen mit hochfester Längsbewehrung gegeben. Es wird auf die Unterschiede zur konventionellen Bewehrung mittels einem Baustahl B550B eingegangen. Des Weiteren werden die zur Ausnutzung der Tragfähigkeit des SAS 670/800 notwendigen Maßnahmen angeführt. Anschließend erfolgt eine Beschreibung der Schwierigkeiten der Lastdurchleitung durch den Knoten. Es werden verschiedene Ausführungsmöglichkeiten von Stützen-Deckenknoten und deren Vor- und Nachteile aufgezeigt. Des Weiteren wird ein Vergleich der verschiedenen Normen hinsichtlich der für die Bemessung relevanten Inhalte bezüglich Stützen-Deckenknoten durchgeführt.

In Kapitel 3 wird auf den Stützen-Deckenknoten mit aufgeweiteten Stützenenden eingegangen und der Aufbau genau beschrieben. Danach wird die Referenzstütze berechnet und die für die numerische Berechnung notwendigen Materialparameter angepasst. Anschließend erfolgt die Ermittlung der in einem Stützen-Deckenknoten wirkenden Belastungen. Nachfolgend werden sämtliche Versuchsreihen definiert und die Ausführungsvarianten beschrieben und dargestellt.

Kapitel 4 stellt mit der numerischen Simulation den Hauptteil der Arbeit dar. Es wird auf das Berechnungsprogramm und die für die Berechnung notwendigen Randbedingungen eingegangen, wobei die verwendeten Materialien, die Auflagerbedingungen und das FE-Netz definiert werden. Nach der numerischen Simulation der Druckversuche erfolgt der Vergleich der Ergebnisse der einzelnen Versuchsreihen in Form von Kraft-Stauchungs-Linien. Dabei wird auf die Bruchlasten und auf die dabei auftretende Verformung sowie auf die bei den unterschiedlichen Bemessungslasten errechnete Stauchung eingegangen. Nach dem Vergleich der verschiedenen Ausführungsvarianten untereinander werden Rückschlüsse auf die Unterschiede und deren Auswirkungen gezogen.

Im abschließenden Kapitel 5 erfolgt die Zusammenfassung der Ergebnisse der vorliegenden Arbeit. Die Erkenntnisse der numerischen Versuche werden erläutert und ein Ausblick der notwendigen weiteren Schritte wird gegeben.

2 Grundlagen

2.1 Allgemeines

Im mitteleuropäischen Raum ist das klar dominierende Material im Baugewerbe der Stahlbeton. Zwar werden Bauwerke durchaus in Stahlbau-, Verbundbau- oder Holzbauweise erstellt, der Großteil am Markt, gemessen an Volumen oder Gewicht, wird jedoch durch den vorher bereits erwähnten Stahlbeton abgedeckt. Der überwiegende Teil wird hier durch die Ortbetonbauweise erstellt. Moderne Schalungstechnologien ermöglichen hier einen raschen Baufortschritt. Des Weiteren ist durch ausgereifte Pump-techniken die Förderung des Betons auch in große Höhen möglich.

Dem gegenüber steht die Fertigteilbauweise. Die Entwicklungen in der modernen Architektur und die damit oftmals einhergehende Forderung nach schlanken Bauteilen ist in der Fertigungstechnik besser zu bewerkstelligen als vor Ort. Aufgrund der Motivation, die Forderung nach größeren Schlankheiten zu erfüllen, resultiert ein Fortschritt in der Beton- und Stahltechnologie. Durch die Verwendung hochfesten Betons sowie hochfester Bewehrungsstähle ist hier eine hohe Wirtschaftlichkeit gegeben. An dieser Stelle sind neben den hohen Tragfähigkeiten der Fertigteilbauweise auch wesentliche Vorteile im Bauverfahren zu nennen. Durch die Vorfertigung im Werk resultiert ein wesentlich rascherer Baufortschritt. Dies führt bei den aktuell deutlich höher steigenden Lohnkosten im Vergleich zu den Materialkosten zu einem unmittelbaren und in Zukunft steigendem monetären Vorteil. Weitere positive Aspekte sind die witterungsunabhängige Vorproduktion sowie die genauere Herstellung. Durch diese erhöhte Genauigkeit ist es erst möglich geworden, bestimmte Bauteile herzustellen, da beispielsweise Lagesicherheit der Bewehrung sowie die Verdichtung des Betons in der Fertigteilbauweise zielsicher erreicht werden können.

Eine Steigerung der Produktivität und die dadurch einhergehende höhere Wirtschaftlichkeit ist dann gegeben, wenn möglichst viele Komponenten unter industriellen Herstellungsbedingungen vorgefertigt werden können. Optimale Randbedingungen dafür sind Bauwerke, welche eine hohe Wiederholungsrate der einzelnen Bauteile aufweisen. Dies ist beispielsweise im Hallenbau der Fall. Der Rahmen, bestehend aus Fundament, Stützen und Binder, wiederholt sich in einem gewissen Abstand, die einzelnen Bauteile weisen jedoch keine Änderungen auf. So müssen im Werk die Abmessungen der Schalung einer Stütze oder eines Binders nicht geändert werden, was eine Reduzierung der Arbeitsschritte zur Folge hat. Durch diese Homogenität der Bauteile beschränkt sich die Arbeitsleistung vor Ort lediglich auf die Montage. Dadurch kann eine hohe Fertigungsgeschwindigkeit und daraus resultierend eine wirtschaftlichere Lösung erreicht werden. Ebenso hervorragende Voraussetzungen für die automatisierte Produktion des Fertigteilbaus bietet der Hochhausbau. Hier sind vor allem Stützen von größerer Bedeutung. Zum einen kann bei geringen Abständen der Stützen zueinander eine hohe Anzahl an Stützen erforderlich sein, zum anderen kann bei einer geringen Anzahl an Stützen die erforderliche Tragfähigkeit ausgesprochen hoch sein. Die Verwendung von hochfestem Betonstahl bietet eine potenzielle Lösung zur Steigerung der Traglast bei Hochhausstützen.

2.2 Stützen mit hochfestem Betonstahl

Speziell bei Hochhäusern müssen bei zunehmender Gebäudehöhe große Vertikallasten abgeleitet werden. Da aus architektonischen Gründen die Stützenabmessungen oft begrenzt sind, nimmt die Anzahl

der Außenstützen zu. Innenstützen wird man jedoch versuchen zu minimieren, da zum einen große Geschoßflächen frei von Stützen angestrebt werden. Zum anderen wird danach getrachtet, Zwangsspannungen zu vermeiden, welche zwischen den nachgiebigen hochbeanspruchten Stützen und dem steifen Kern entstehen. Bei den Tanzenden Türmen in Hamburg oder beim Taunusturm in Frankfurt sind bei einer Gebäudehöhe zwischen 100 und 200 Metern rund 60 Außenstützen je Geschoß hergestellt worden. Bei der heutigen rasanten Baugeschwindigkeit ist es durchaus üblich, ein Geschoß pro Woche herzustellen. Dies führt in der Ort betonbauweise aufgrund des hohen Schalaaufwands zu Nachteilen. Hier weisen schnell herstellbare Stützen einen wesentlichen Vorteil auf. Werden die Abmessungen der Stützen im Interesse des Architekten oder des Bauherrn geringgehalten, werden in den am höchsten belasteten unteren Stockwerken oft Stahl- oder Stahlbetonverbundstützen verwendet. Hierbei ergeben sich zwei wesentliche Nachteile. Die Stützen sind teurer als Betonstützen und sie müssen an die anschließenden Bauteile eingebunden werden, was zu komplexen und aufwendigen Anschlüssen führt [2].

Aufgrund dieser Problematik wurden Stützen mit hochfestem Betonstahl entwickelt. Als Bewehrung wird ein Gewindestahl mit der Bezeichnung SAS 670/800 von dem Stahlwerk Annahütte (Hammerau, Deutschland) mit einer charakteristischen Streckgrenze von 670 N/mm² verwendet. Der Gewindestahl wird mit einem Durchmesser von 18 bis 75 mm hergestellt und kommt ursprünglich aus dem Bereich der Geotechnik, wo er als Nagel oder Anker eingesetzt wird. Aufgrund der großen verfügbaren Stabdurchmesser sind bei Druckgliedern Bewehrungsgrade bis zu 20 % möglich. Abbildung 1 zeigt den daraus folgenden Vorteil der Reduktion der Stützenfläche. Der linke Querschnitt stellt eine konventionelle Betonstütze mit einem Bewehrungsgrad von 6 % dar. Bei einem 50 % Stoß entsteht ein Bewehrungsquerschnitt von 9 % der Betonfläche. Im mittleren Bild ist der konventionelle Bewehrungsstahl durch den SAS 670/800 ersetzt. Dadurch ergibt sich bei gleichem Stützenquerschnitt eine Reduktion des Bewehrungsgrades auf unter 4 %. Da der Gewindestahl vorzugsweise mit Druckmuffen gestoßen wird, entfallen die Übergreifungsstöße, welches zu einer leichteren und rascheren Montage führt. Die dadurch geringere Verlegezeit sowie die Stahlreduktion führen zu einer preiswerteren Stütze. Der rechte Querschnitt zeigt die mögliche Minimierung der Querschnittsfläche bei Erhöhung des Bewehrungsgrades auf 17 %. Dadurch erhöht sich zwar der Preis für die Bewehrung, jedoch verringert sich die Fläche und das Gewicht auf ca. die Hälfte der konventionellen Stütze. Rechnet man die so gewonnene Fläche und die dadurch erhöhten Mieteinnahmen auf die Lebensdauer auf, ergibt sich ein bedeutender Kostenvorteil [3].

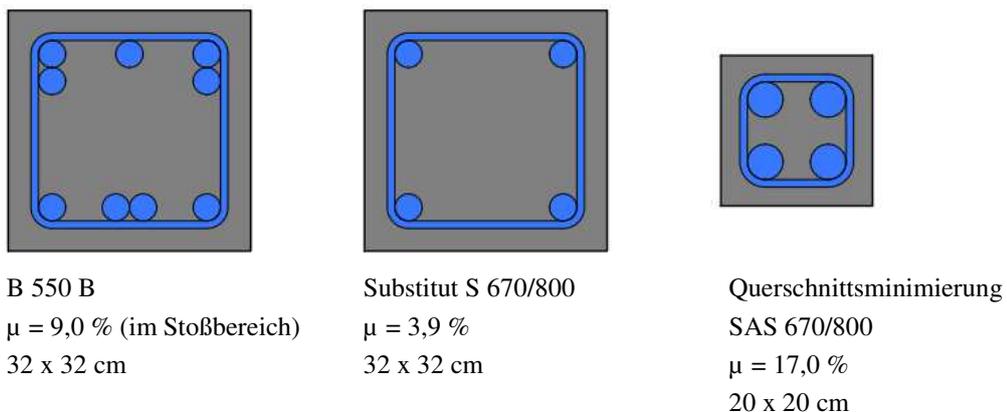


Abbildung 1: Querschnittsreduktion durch Einsatz des SAS 670/800 und der Erhöhung des Bewehrungsgrads bei gleicher Tragfähigkeit; C35/45 (aus [3])

Der Eurocode EN 1992-1-1 [4] begrenzt die Bruchstauchung von Stützen bei reiner Druckkraft in Abhängigkeit der Betonfestigkeit auf rund 2,0 %. Im Grenzzustand der Tragfähigkeit weist ein üblicher

Bewehrungsstahl der Klasse B550B eine Dehnung von 2,39 ‰, der SAS 670/800 hingegen eine Dehnung von rund 2,8 ‰ auf. Dadurch kann die Fließgrenze der Bewehrung nicht voll ausgenutzt werden. Um daher einer Stütze mit hochfestem Betonstahl im Bruchzustand die volle Tragfähigkeit in Rechnung zu stellen, muss das Kriech- und Schwindverhalten des Betons berücksichtigt werden [3].

Beim Hochhausbau wird die Belastung mit dem Baufortschritt stockwerksweise aufgebracht und erhöht, was einer langsamen Lastaufbringung entspricht. Zum Zeitpunkt der Belastung wird die Last aliquot der Dehnsteifigkeit von Beton und Stahl übernommen. Wie in Abbildung 2 ersichtlich, erhält dabei der Beton rund zwei Drittel der Last und der Bewehrungsstahl rund ein Drittel der Last. Bis zum Zeitpunkt der Fertigstellung des Bauwerks, findet bedingt durch das Kriechen des Betons eine Umlagerung der Last statt. Der Beton entzieht sich der Lastabtragung und zwingt den Bewehrungsstahl diese zu übernehmen. Dadurch verändert sich der Anteil an der Lastabtragung und der Stahl übernimmt rund zwei Drittel, dem Beton verbleibt ein Drittel. Diese Umlagerung bedingt eine ausreichende Tragreserve des Bewehrungsstahls. Dies ist dann der Fall, wenn der Querschnitt der Bewehrung ausreichend groß bzw. ein hoher Bewehrungsgrad vorhanden ist. Da nach der Umlagerung der Großteil der Last vom Bewehrungsstahl übernommen wird, bestimmt dieser im Wesentlichen auch das Tragverhalten im Gebrauchszustand der Stütze. Im Bruchzustand übernehmen Beton wie auch Bewehrung rund die Hälfte der aufgebrachten Last [3].

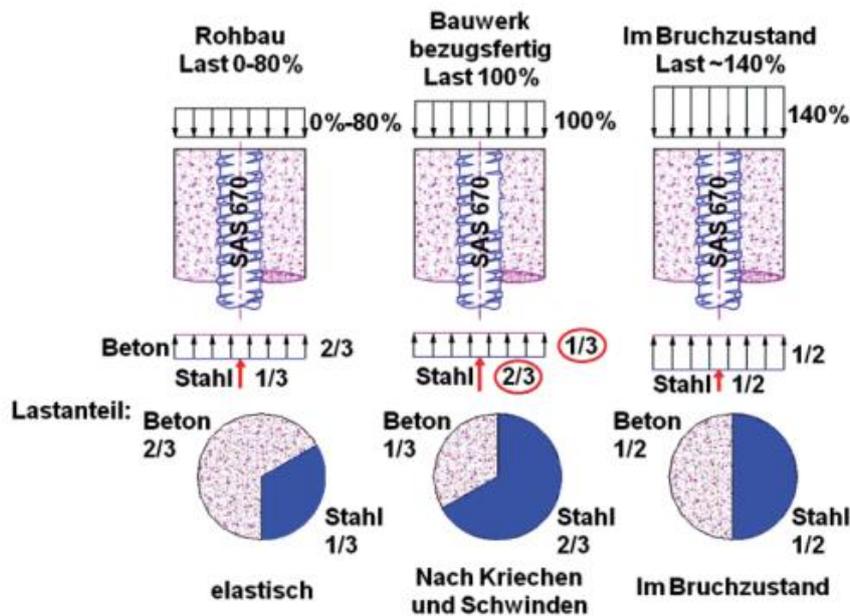


Abbildung 2: Kriech- und Schwindumlagerung vom Rohbau bis zum Bruchzustand (C45/55, $\mu \sim 13\%$, $\varphi = 1,5\%$, $\varepsilon_s = 0,3\%$) – Traganteile Beton und Stahl (aus [3])

Die maximale Tragfähigkeit erreicht die Stütze dann, wenn die jeweilige Tragfähigkeit sowohl des Betons als auch des Bewehrungsstahls voll ausgenutzt ist. Abbildung 3 zeigt den Kraftverlauf einer zentrisch beanspruchten Stütze mit einem Bewehrungsgrad von $\sim 13\%$ und einer charakteristischen Zylinderdruckfestigkeit des verwendeten Betons von 55 N/mm^2 . Deutlich zu erkennen ist der Unterschied zwischen einer schnell belasteten Stütze ohne Kriechphase und einer langsam belasteten Stütze mit Kriechphase. Durch die Umlagerung auf den Stahl wird die Bruchstauchung des Betons verschoben. Die Verformungsunterschiede ε_1 aus Kriechen und Schwinden, ε_2 aus der Wiederbelastbarkeit des Betons nach Kriech- und Schwindabfall und ε_3 aus der unterschiedlichen Belastungsgeschwindigkeit sind im Bild gut zu erkennen. Sie führen zu einer Erhöhung der Bruchstauchung im Stahl. Dadurch kann eine deutlich höhere Last aufgenommen werden [3].

Durch das Kriechen wird in beiden Fällen aufgrund der Umlagerung der Kräfte in den Stahl eine Erhöhung der Bruchlast generiert. Dies ist durch die vertikalen roten Strichlinien zu erkennen. Abbildung 5 verdeutlicht den Zusammenhang zwischen Bewehrungsgrad und Umlagerungskraft. Erhöht sich der Bewehrungsgrad μ , so steigt auch die Umlagerungskraft, welcher der Differenz zwischen der Betonspannung σ_{c0} zum Zeitpunkt $t=0$ und der Betonspannung $\sigma_{c\infty}$ zum Zeitpunkt $t=\infty$ entspricht. Da die Umlagerungskraft vom Stahl aufgenommen wird, verringert sich die Spannungszunahme im Stahl mit steigendem Bewehrungsgrad μ [3].

Der EC2 normiert Bewehrungsstähle nur bis zu einer Streckgrenze von 600 N/mm^2 , dadurch ist der Einsatz des SAS 670/800 erst durch die europäische technische Zulassung, ETA-13/0840, möglich.

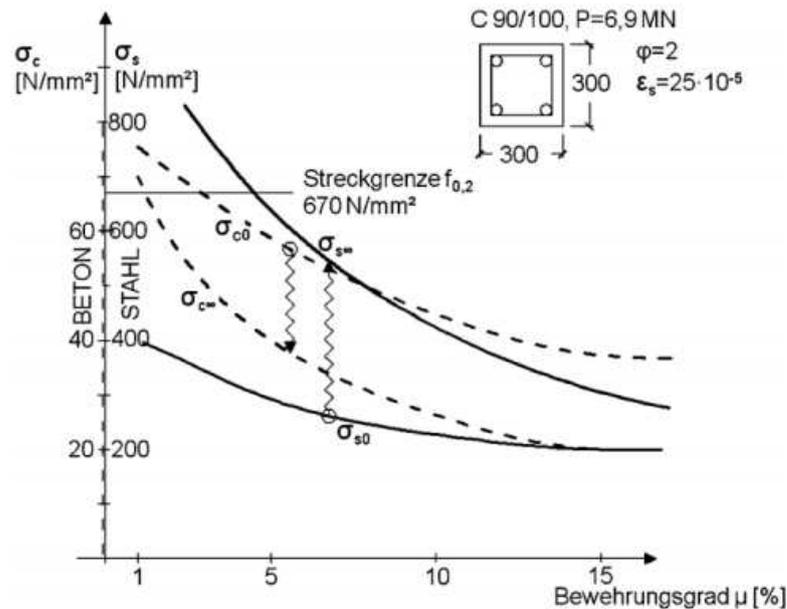


Abbildung 5: Einfluss des Bewehrungsgrades auf die Umlagerung bei konstanter äußerer Last P (aus [3])

2.3 Problemstellung Stützen-Deckenknotten

Üblicherweise werden die Stützen beim Hochhausbau in der DACH-Region lediglich bis zur Deckenunterkante und nicht durch die Decke geführt. Der Bereich, in dem sich Stützen und Decken treffen, wird als Stützen-Deckenknotten bezeichnet. Für die Decken, welche zumeist in Ortbetonbauweise hergestellt werden, wird aus wirtschaftlichen und technischen Gründen ein normalfester Beton mit der Güte C30/37 verwendet. Dieser Beton weist eine charakteristische Zylinderdruckfestigkeit von 30 N/mm^2 . Bei Ortbetonstützen wird meist derselbe Beton mit der gleichen Druckfestigkeit wie die der Ortbetondecke verwendet. Dadurch ist es in der Regel kein Problem, die Lasten von der oberen Stütze in die untere Stütze durch die Decke zu führen. Für hochfeste Stützen werden hingegen Betone mit einer weit höheren Druckfestigkeit verwendet. Von 60 bis hin zu 120 N/mm^2 sind hier gängige Festigkeiten. Diese Stützen können sowohl in Ortbeton- als auch in Fertigteilbauweise hergestellt werden, wobei sich in letzter Zeit die Fertigteilbauweise etabliert hat. In Abbildung 6 ist ein konventioneller Stützen-Deckenknotten in Ortbetonbauweise abgebildet. Der geringer tragfähige Deckenbeton ist hellgrau, der höher tragfähige Stützenbeton dunkelgrau dargestellt. Aufgrund der geringeren Festigkeit der Ortbetondecke kann die gesamte Last der oberen Stütze nicht in die untere Stütze weitergeleitet werden. Somit stellt die Decke eine Begrenzung der aufnehmbaren Last dar, wodurch die Tragfähigkeit der Stütze nicht voll ausgenutzt werden kann.

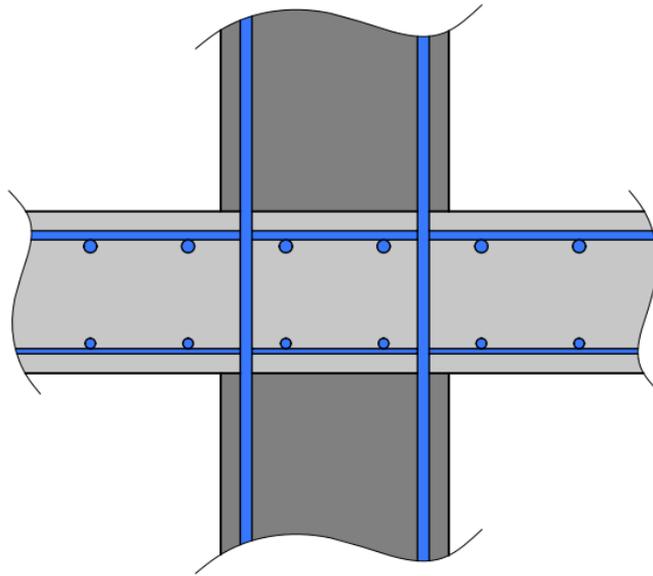


Abbildung 6: Konventioneller Stützen-Deckenknoten in Ortbeton

Die auf der Stütze aufgelagerte Decke weist im Bereich des Stützen-Deckenknoten ein negatives Moment und daher Zugspannungen an der Oberseite der Decke auf. Wie im obigen Bild gut zu erkennen, ist deshalb die obere Bewehrungslage der Decke dick dargestellt. An der Unterseite der Decke entstehen zufolge des Stützmoments Druckspannungen. Daher ist an der Unterseite der Decke lediglich eine konstruktive Bewehrung notwendig. Um dies zu verdeutlichen, ist die konstruktive Bewehrung in der Abbildung dünn dargestellt. Aufgrund der aus der Biegebeanspruchung der Decke resultierenden Druckzone an der Deckenunterseite entsteht ein mehraxialer Druckzustand. Durch den Querdruck wird der Beton seitlich am Ausweichen gehindert, wodurch es zu einer Erhöhung der Druckfestigkeit in Stützenlängsrichtung kommt. Die Zugspannungen an der Deckenoberseite würden theoretisch zu einem ungünstigen Spannungszustand führen, da auf die hohen Druckspannungen in Richtung der Stützenachse zusätzliche Querspannungen aufgrund der Durchlaufwirkung der Decke treffen würden. Dies tritt jedoch nicht ein, da sich die Zugspannungen im Beton zufolge der Entstehung von Biegerissen außerhalb des Deckenknotens abbauen und der obere Deckenknotenbereich unmittelbar unter der oberen Stütze somit annähernd frei von Zugspannungen ist. Vielmehr entsteht bei der Belastung des Stützen-Deckenknoten aufgrund des umgebenden Deckenbetons eine Querdehnungsbehinderung, welche zu einem günstigen mehraxialen Druckspannungszustand führt. Dies ist insbesondere dann der Fall, wenn es zufolge der geringeren einaxialen Betondruckfestigkeit des Deckenbetons zur Rissbildung und damit einhergehend zu einer erhöhten Querdehnung kommt [5]. Über die Thematik der erhöhten Betondruckfestigkeit bei günstigem mehraxialen Druckspannungszustand, insbesondere bei Stützen-Deckenknoten, sind in der Vergangenheit mehrere wissenschaftliche Arbeiten verfasst worden.

2.3.1 Untersuchungen zur mehraxialen Druckfestigkeit

Erste Untersuchungen zur Lastdurchleitung in Stützen-Deckenknoten mit Stützen aus hochfestem Beton und Decken aus normalfestem Beton wurden bereits im Jahr 1960 durchgeführt. Im Zuge des vermehrten Einsatzes von hochfestem Beton in den 90er Jahren wurde dieser Thematik mehr Aufmerksamkeit zu Teil. Daher sind ab dieser Zeit mehrere Arbeiten entstanden.

Untersuchungen von Bianchini et.al. [6]

Bei den von Bianchini [6] durchgeführten Untersuchungen wurden insgesamt 54 Versuchskörper hergestellt. Der Test beinhaltete unter anderem Eck-, Rand- und Innenstützen. Sämtliche Experimente wurden dabei mit unbelasteten Decken durchgeführt. Neben dem Verhältnis der Druckfestigkeiten von Stützenbeton und Deckenbeton, ist die Lage besonders ausschlaggebend für die Tragfähigkeit des Stützen-Deckenknoten. Dabei stellte sich heraus, dass sich Innenstützen aufgrund der Querdehnungsbehinderung durch den umgebenden Deckenbeton wesentlich günstiger verhalten. Der Bemessungsansatz folgt aus den Versuchsergebnissen. Die empirische Formel ergibt sich demnach zu

$$f_{c,eff} = f_{c,col} \quad \text{für } \frac{f_{c,col}}{f_{c,slab}} < 1,54 \quad (1)$$

$$f_{c,eff} = 0,74 \cdot f_{c,col} + 0,40 \cdot f_{c,slab} \quad \text{für } \frac{f_{c,col}}{f_{c,slab}} \geq 1,54 \quad (2)$$

Dabei ist

$f_{c,eff}$	die effektive Druckfestigkeit des Deckenbetons im Knotenbereich
$f_{c,col}$	die Druckfestigkeit des Stützenbetons
$f_{c,slab}$	die Druckfestigkeit des Deckenbetons

Untersuchungen von Gamble und Klinar [7]

Gamble und Klinar [7] führten im Jahr 1991 weitere Untersuchungen durch. Bei den Stützen-Deckenknoten handelte es sich um 6 Randstützen, 6 Innenstützen und eine Referenzstütze ohne Decke. Bei den Versuchen zeigte sich, dass die Tragfähigkeit der Knoten unter anderem von der Deckenstärke abhängig ist. In Anbetracht der Ergebnisse stellte sich heraus, dass die von Bianchini et. al. [6] erstellte empirische Formel ab einem Verhältnis der Stützendruckfestigkeit zur Deckendruckfestigkeit von größer 1,4 auf der unsicheren Seite liegt. Demnach wurde die Formel wie folgt angepasst

$$f_{c,eff} = f_{c,col} \quad \text{für } \frac{f_{c,col}}{f_{c,slab}} < 1,4 \quad (3)$$

$$f_{c,eff} = 0,47 \cdot f_{c,col} + 0,67 \cdot f_{c,slab} \quad \text{für } \frac{f_{c,col}}{f_{c,slab}} \geq 1,4 \quad (4)$$

Dabei ist

$f_{c,eff}$	die effektive Druckfestigkeit des Deckenbetons im Knotenbereich
$f_{c,col}$	die Druckfestigkeit des Stützenbetons
$f_{c,slab}$	die Druckfestigkeit des Deckenbetons

Untersuchungen von Ospina und Alexander [8]

Im Jahr 1998 haben Ospina und Alexander [8] weitere Untersuchungen vorgenommen. Dazu haben sie zwei Versuchsreihen an 20 Innenstützen durchgeführt. In der ersten Versuchsreihe wollten sie den Einfluss des Deckenbiegemoments infolge der Deckenbelastung auf den Stützen-Deckenknoten zeigen. Bei den vorangegangenen Untersuchungen von Bianchini et. al. [6] und Gamble und Klinar [7] waren die Versuchskörper keinen Biegemomenten ausgesetzt. Die Versuche zeigten, dass mit zunehmender Biegebeanspruchung der Decke die effektive Druckfestigkeit des Deckenbetons im Stützen-Deckenknoten kleiner wird. Des Weiteren wurde der Einfluss des Verhältnisses zwischen Deckendicke zu Stützenabmessung (h/c) ermittelt. Im Bemessungsansatz ging in der von [6] erstellten und durch [7] adaptierten Gleichung nun auch der Einfluss des Biegemoments und der Geometrie ein.

$$f_{c,eff} = f_{c,col} \quad \text{für } \frac{f_{c,col}}{f_{c,slab}} < 1,4 \quad (5)$$

$$f_{c,eff} = \frac{0,25}{h/c} \cdot f_{c,col} + \left(1,4 - \frac{0,35}{h/c}\right) \cdot f_{c,slab} \quad \text{für } \frac{f_{c,col}}{f_{c,slab}} \geq 1,4 \quad (6)$$

Dabei ist

$f_{c,eff}$	die effektive Druckfestigkeit des Deckenbetons im Knotenbereich
$f_{c,col}$	die Druckfestigkeit des Stützenbetons
$f_{c,slab}$	die Druckfestigkeit des Deckenbetons
h	die Deckendicke
c	Stützenbreite

Untersuchungen von McHarg et. al. [9]

Im Jahr 2000 wurden von McHarg et. al. [9] weitere Versuche durchgeführt. Dabei wurde neben den Auswirkungen des umgebenden Deckenbetons auch der Einsatz von stahlfaserbewehrtem Deckenbeton im Bereich des Stützen-Deckenknoten sowie die Auswirkungen der Bündelung der Biegebewehrung der Decke im Knotenbereich untersucht. Dazu wurden 6 Innenstützen und 6 sogenannte Sandwichstützen getestet. Als Sandwichstütze werden jene Stützen-Deckenknoten bezeichnet, welche zwischen den Stützen eine Schicht des Deckenbetons aufweisen, welche jedoch nicht über den Stützenquerschnitt hinausgeht, siehe Abbildung 7. Dadurch ergibt sich eine Stütze mit einem über die gesamte Länge konstanten Querschnitt, welcher in der Mitte eine weichere Betonschicht enthält. Jene Versuchskörper mit Deckenplatte wurden zuvor auf Durchstanzversagen getestet. Trotz der Beschädigungen aufgrund der Durchstanzversuche konnte der positive Effekt der Umschnürung durch die umliegende Decke und die damit einhergehenden Traglaststeigerungen bestätigt werden. Des Weiteren bewirkten sowohl die Bündelung der Biegebewehrung der Decke als auch der Einsatz von Stahlfasern eine Steigerung der Tragfähigkeit.

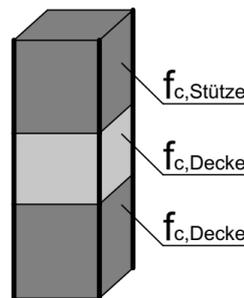


Abbildung 7: Darstellung einer Sandwichstütze

Untersuchungen von Tue et. al. [10]

Weitere Untersuchungen zu Stützen-Deckenknoten wurden von Tue et. al. [10] im Jahr 2005 an der Universität Leipzig, Forschungsbereich für Massivbau und Baustofftechnologie, geführt. In der europäischen Norm war bis dato noch kein Bemessungsansatz zur Lastdurchleitung für normalfesten Beton zwischen Stützen aus hochfestem Beton vorhanden. Somit war das Ziel dieser Arbeit, ein Bemessungskonzept für Innendeckenknoten, basierend auf den eigenen sowie einer Auswahl der aus der Literatur bekannten Versuchen, zu präsentieren. Dazu wurden neun Versuchskörper, davon zwei Vergleichsstützen, hergestellt und getestet. Eine Stütze wurde durchgehend, eine als Sandwichstütze ohne Deckenknoten, jedoch mit einer Schicht aus normalfestem Beton, hergestellt. Die restlichen sieben Versuchskörper waren Stützen-Deckenknoten, wobei der Bewehrungsgrad sowie die Deckendicke variierten. Des Wei-

teren wurde bei zwei Versuchskörpern zur Erhöhung der Umschnürungswirkung eine zusätzliche Bügelbewehrung eingebracht. Für die Stützen wurde Beton der Festigkeitsklasse C80/95 und für die Decken C30/37 verwendet.

Bei den Versuchen wurde zuerst die Stütze bis zur Gebrauchslast belastet. Danach wurde die Decke bis zum Fließen der Deckenbewehrung und im Anschluss wieder die Stütze bis zum Versagen des Knotens belastet. Bis auf eine Ausnahme stellte sich das Versagen in der oberen bzw. unteren Stütze ein, wobei hier eine Spaltung am Ende der Stütze beobachtet werden konnte. Dies ist auf die Querdehnungsbehinderung des normalfesten Betons durch die hochfeste Stütze und die dadurch entstehenden Querkzugkräfte am Fuße der Stützen zurück zu führen. Dabei ist der Festigkeitsunterschied zwischen Stützen- und Deckenbeton von großer Bedeutung. Je höher der Unterschied, desto höher auch die auftretenden Querkzugkräfte. Demnach führt ein zunehmender Festigkeitsunterschied zur relativen Abnahme der Tragfähigkeitserhöhung der Decke. Neben den Querdruckkräften aus der Querdehnungsbehinderung durch die hochfesten Stützen, hat auch die Querdehnungsbehinderung durch den umgebenden Deckenbeton einen wesentlichen Einfluss auf die Tragfähigkeit des Deckenbetons. Selbst bei dem Versuchskörper, bei welchem es zum Durchstanzversagen der Decke kam, konnte eine Festigkeitserhöhung des Deckenbetons festgestellt werden, wenngleich diese deutlich geringer ausfiel. Des Weiteren konnte gezeigt werden, dass die Umschnürung der Decke vom Bewehrungsgrad beeinflusst wird, Der positive Effekt eines höheren Bewehrungsgrades und die dadurch resultierende bessere Umschnürung wird erstmalig durch diesen Bemessungsvorschlag berücksichtigt.

Die bei den Versuchen erreichte Erhöhung der Festigkeit des Deckenbetons $f_{c,eff}$ wurde mittels folgender Formel berechnet.

$$f_{c,eff} = \frac{P_0 - P_s}{A_s} \quad (7)$$

Dabei ist

$f_{c,eff}$	die effektive Druckfestigkeit des Deckenbetons im Knotenbereich
P_0	die maximale Last in der oberen Stütze
P_s	der Lastanteil der Bewehrung in der oberen Stütze
A_s	Stützenquerschnittsfläche

Der Faktor der Festigkeitssteigerung des Deckenbetons lag dabei zwischen 2,0 bis 2,6. Das Bemessungsmodell berücksichtigt neben den von Tue et. al. durchgeführten Untersuchungen auch bereits bekannte Versuchsergebnisse. Die Formel zur Ermittlung der Druckfestigkeit des Deckenbetons im Knotenbereich ähnelt daher jenen Ansätzen aus [6], [7], [8]. Die Festigkeit ergibt sich als Mischfestigkeit aus der Druckfestigkeit der Stütze und der Decke, wobei der Einfluss der Decke bedeutender ist. Weiters wird der Bewehrungsgrad der Decke sowie der durch [8] erkannte Einfluss des Verhältnis aus Deckendicke h und Stützenabmessungen c in der Formel berücksichtigt. Demnach lautet der Bemessungsansatz wie folgt:

$$f_{ck,eff} = 0,25 \cdot f_{ck,Stütze} + 0,55 \cdot \left(\frac{\rho + 4,0}{h/c + 1,5} \right) \cdot f_{ck,Decke} \leq f_{ck,Stütze} \quad (8)$$

Folgende Grenzwerte sind einzuhalten

$$\begin{aligned} 0,25 &\leq h/c \leq 1,25 \\ 0,5 &\leq \rho \leq 2,0 \\ 1,4 &\leq \frac{f_{ck,Stütze}}{f_{ck,Decke}} \leq 4,0 \end{aligned}$$

Bezüglich der Verformung zeigen die Versuche im Gebrauchslastbereich relativ geringe Stauchungen des Knotenbereichs im Bereich von rund 1,0 ‰. Die Kriechverformungen führen zwar zu einer Zunahme der Stauchungen, klingen jedoch rasch ab. Im Bruchzustand dagegen wurden Knotenstauchungen von ca. 6,0 ‰ gemessen. Im Vergleich zu durchlaufenden Stützen entspricht dies einer deutlichen Erhöhung der Verformung. Grund dafür ist die Interaktion zwischen Decke und Stütze. Bei geringer Deckenbelastung sind die Auswirkungen der Stützenlast auf die Verformung des Stützen-Deckenknoten gering. Durch eine hohe Belastung der Decke kommt es zur Rissbildung und zum Fließen der Deckenbewehrung. Dadurch nimmt die Umschnürungswirkung der Decke ab und es kommt zu hohen Verformungen des Knotenbereichs. Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit sind daher geringe Verformungen zu erwarten. Im Grenzzustand der Tragfähigkeit dagegen treten hohe Verformungen auf. Diese sind speziell bei der Kombination von weichen Stützen-Deckenknoten mit spröden Bauteilen zu berücksichtigen, da es sonst zu Zwangsspannungen kommt.

Untersuchungen von Shah et. al. [11]

Shah, welcher auch bei der vorigen Arbeit [10] mitwirkte, veröffentlicht im selben Jahr ein weiteres Bemessungsmodell, welches auf ebendieser Arbeit beruht. Er berücksichtigt ebenfalls den Bewehrungsgrad der Decke sowie das geometrische Verhältnis von Deckendicke zu Stützenabmessung. Jedoch ergänzt er die Formel um den Faktor λ , welcher die Umschnürung der Decke ausdrückt. Für den Fall einer Innenstütze ergibt sich dieser Faktor zu $\lambda=1,385$. Der Bemessungsvorschlag von Shah wird in der folgenden Gleichung angeführt und lautet

$$f_{c,eff} = 0,35 \cdot f_{cc} + 0,384 \cdot \left(\frac{\rho + 4,12}{h/c + 1,47} \right) \cdot \lambda \cdot f_{cs} \quad (9)$$

Untersuchungen von Shin et. al. [12]

Weitere Untersuchungen wurden 2017 von Shin et. al. durchgeführt. Es wurden 6 Versuchskörper hergestellt, darunter 3 Stützen-Deckenknoten und 3 Vergleichskörper. Bei den Knoten handelte es sich um eine Innenstütze, eine Randstütze und eine Eckstütze. Dies ist von besonderem Interesse, da das Hauptaugenmerk bis dato hauptsächlich bei Innenstützen lag und daher die Versuche für Rand- und Eckstützen eine bescheidene Anzahl aufweisen. Die Druckfestigkeit des für die Stützen verwendeten Betons lag bei 200 N/mm², jene des Deckenbetons bei 50 N/mm². Das Verhältnis der Druckfestigkeiten liegt demnach bei 4,0, was den größten Unterschied im Vergleich zu den vorher erwähnten Untersuchungen darstellt.

In dieser Versuchsreihe wurden die Decken mit der Gebrauchslast belastet. Wie in den vorherigen Versuchen zeigte sich der für die Traglaststeigerung des Deckenbetons wesentliche Einfluss der Umschnürung der Decke. Die geringe Umschnürungswirkung der Decke machte sich vor allem bei der Eck- sowie der Randstütze in einem Abfall der Traglast bemerkbar. Dennoch konnte sowohl bei der Eck- als auch bei der Randstütze eine Traglaststeigerung erreicht werden. Dies ist insbesondere von Bedeutung, da die amerikanische Norm ACI 318-14 [13] eine Traglaststeigerung nur bei Innenstützen zulässt und daher die Tragfähigkeit von Rand- und Eckstützen unterschätzt. Des Weiteren zeigte sich auch hier, dass die Belastung der Decke einen wesentlichen Einfluss auf die Knoten Tragfähigkeit ausübt und hier die Ansätze im ACI, vor allem bei belasteten Decken, auf der unsicheren Seite liegen. Demnach empfiehlt der Autor weitere Untersuchungen bezüglich der Auswirkungen der Deckenlast auf einen Stützen-Deckenknoten sowie vermehrt Versuche an Rand- und Eckstützen.

In Abbildung 8 ist ein Vergleich der Bemessungsmodelle für ein konkretes Beispiel dargestellt. Bei dem betrachteten Stützen-Deckenknoten handelt es sich um eine Innenstütze. Die Abmessungen der Decke sowie der Stütze beziffern sich zu 0,3 m. Für die angenommene Deckenbewehrung von $\varnothing 16/15$ ergibt sich eine Bewehrungsgrad ρ von 0,53 %. Die Druckfestigkeit des Deckenbetons ist mit 30 N/mm^2 gewählt, die Druckfestigkeit der Stütze variiert. Es zeigt sich, dass das Bemessungsmodell nach Bianchini et. al. deutlich höhere Festigkeiten liefert als die anderen Bemessungsmodelle. Die Modelle von Ospina/Alexander sowie von Tue et al. dagegen weisen geringe Steigerungen der Festigkeit auf.

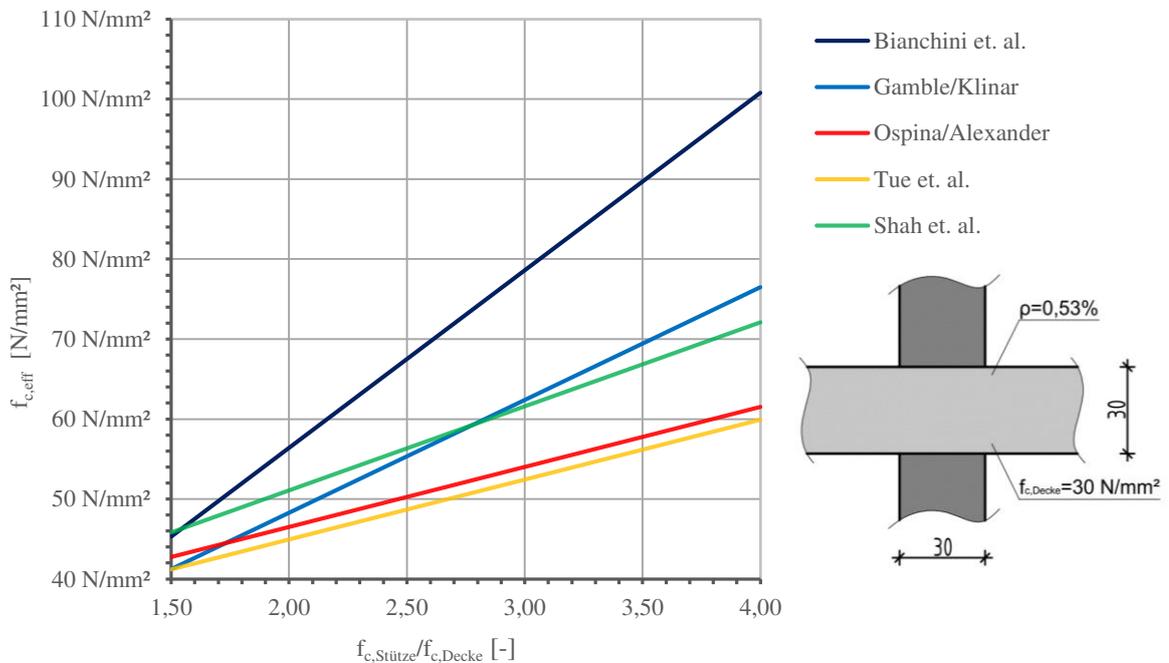


Abbildung 8: Vergleich der Bemessungsmodelle für Innenstützen

Mehraxialer Druckzustand im Bereich der Stütze

Ein ähnlicher Umschnürungseffekt wie beim Deckenbeton kann auch beim Stützenbeton erzielt werden. Da jedoch außerhalb des Stützenquerschnitts kein umliegender Beton zu Verfügung steht, wird eine Bügel- bzw. Wendelbewehrung eingelegt, wodurch es zur sogenannten Umschnürung des Betons durch die Bewehrung kommt. Bei Belastung der Stütze entlang der Längsrichtung kommt es zur Querdehnung des Stützenbetons. Dieser stützt sich an der Längsbewehrung und diese wiederum an der Bügelbewehrung, welche die Längsbewehrung am Ausknicken hindert, ab. Dadurch entsteht innerhalb der Umschnürung ein günstiger Druckspannungszustand im Beton. Diese Druckspannungen führen zu einer ähnlichen, wenn auch geringeren Steigerung der Druckfestigkeit des Stützenbetons, wie es beim Deckenbeton zufolge der Querdehnungsbehinderung durch den umgebenden Deckenbeton der Fall ist. Die nachfolgende Abbildung 9 zeigt die in Rot dargestellten Druckbögen, innerhalb welcher es zu Druckspannungen kommt. In der Nähe der Bügel entspricht die umschnürte Fläche annähernd jener Fläche, welche durch die Bügel umfasst wird. Zwischen den Bügeln reduziert sich dieser Druckbereich, wie in Abbildung 9 im rechten Teil gut erkennbar ist. Es folgt daraus, dass durch einen engen Bügelabstand die umschnürte Fläche und einhergehend die Festigkeit des Betons erhöht werden kann [5]. Insbesondere an den Enden der Stützen kommt es durch den weicheren Deckenbeton zu einer größeren Querdehnung als beim steiferen Stützenbeton. Dadurch werden im Stützenanschnitt Querkzugspannungen induziert. Diese Querkzugspannungen haben einen signifikanten Einfluss auf die Druckfestigkeit von

Beton, denn bereits bei geringen Zugspannungen kommt es zu einer deutlichen Reduktion der Druckfestigkeit. Somit ist es sinnvoll, den Abstand der Bügelbewehrung im Bereich der Stützenenden zu reduzieren. Dies entspricht auch den Vorgaben des Eurocodes [4] zur Bewehrungsführung bei Stützen.

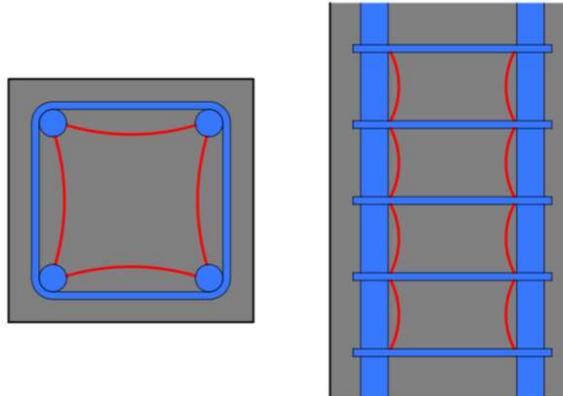


Abbildung 9: Umschnürung des Betons aufgrund einer Bügelbewehrung und die dadurch wirkenden Druckbögen (aus [5])

Zusammenfassend kann ein günstiger mehraxialer Druckzustand neben einem aktiven seitlichen Querdruck durch eine Querdehnungsbehinderung erreicht werden. Diese kann durch umgebenden Beton oder durch Umschnürungsbewehrung erfolgen, wobei anzumerken ist, dass der umgebende Beton die steifere Querdehnungsbehinderung darstellt. Die Festigkeitszunahme des Betons aufgrund eines günstigen Spannungszustandes ist jedoch nach oben begrenzt. Dadurch ist es bei sehr hohen Stützenlasten trotz der Festigkeitserhöhung im Knotenbereich nicht möglich die gesamte Last durch den Knoten zu leiten.

2.3.2 Gebrauchstauglichkeit

Bei Stützen-Deckenknoten sind vor allem die Knotenstauchungen von besonderem Interesse. Die Decke als weiche Schicht unterbricht im Tragsystem die steifen Stützen. Die von Blatt [5] im Jahr 2017 durchgeführten Versuche zeigen, dass es dadurch im Knotenbereich zu hohen Verformungen kommt. Speziell im Bereich der Tragfähigkeit des Stützen-Deckenknoten kommt es aufgrund der geringeren Betondruckfestigkeitsklasse des Deckenbetons zu einem überproportionalen Anstieg der Verformung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit liegt die Verformung des Stützen-Deckenknoten daher im Allgemeinen im Bereich eines vertretbaren Maßes. Dagegen kann es im Grenzzustand der Tragfähigkeit zu hohen Verformungen und infolge dessen zu negativen Auswirkungen auf die Standsicherheit kommen.

2.3.3 Durchstanzen

Eine mit Stützen oft verbundene Thematik ist die des Durchstanzens. Im Stützen-Deckenknoten kommt es zufolge der Belastung der Decke zu hohen Schub- und Normalspannungen. Aufgrund dieser Beanspruchung treten zuerst ringförmige Risse im Bereich der Stütze auf. Dadurch kommt es zu einer Umlagerung der Momente von radialer zu tangentialer Richtung. Dies wiederum bewirkt die Entstehung von radialen Rissen, welche sich mit zunehmender Umlagerung nach außen fortsetzen. Gleichzeitig kommt es aufgrund des Hineinwachsens von Biegeschubbrissen zum Einschnüren der Biegedruckzone. Das Durchstanzen tritt dann ein, wenn die Tragfähigkeit der Betondruckstreben bzw. der Bewehrung erreicht ist. Dieser Vorgang wird als kombiniertes Biegeschubversagen bezeichnet [14]. Die folgende Abbildung 10 zeigt den charakteristischen kegelstumpfförmigen Versagenszustand einer Stütze infolge

Durchstanzen, den sogenannten Durchstanzkegel, sowie ein Stabwerkmodell mit den zugehörigen Kräften eines Stützen-Deckenknotens. Die strichlierten Linien stellen dabei die Druckkräfte, die durchgezogenen Linien die Zugkräfte dar.

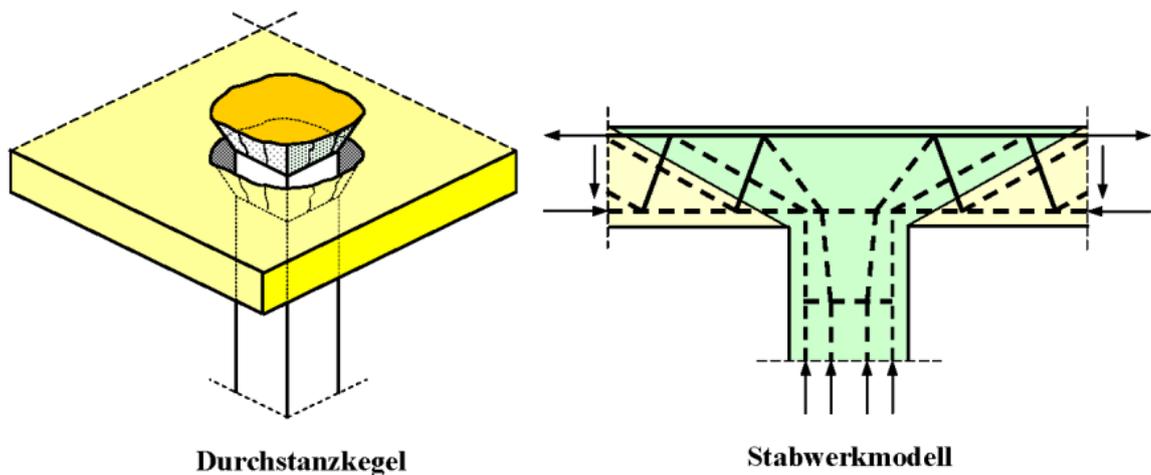


Abbildung 10: links: Versagenszustand infolge Durchstanzen; rechts: Stabwerkmodell (aus [14])

2.4 Bekannte Ausführungsformen für Stützen-Deckenknoten

Um die Tragfähigkeit der Stütze möglichst hoch auszunutzen, muss also der Verlust im Stützen-Deckenknoten möglichst geringgehalten werden. Aufgrund dieser Überlegung haben sich verschiedene mögliche Stützen-Deckenknoten entwickelt.

2.4.1 Stützen-Deckenknoten mit hochfestem Beton im Nahbereich der Stütze

Es würde sich anbieten, dieses Problem zu umgehen, indem auch für die Decke der gleiche höherfeste Beton wie für die Stütze verwendet wird. Da dies aber bei den großen räumlichen Abmessungen der Decke zu erheblichen Mehrkosten kommen würde, kam die Überlegung, lediglich im Nahbereich der Stütze den höher festen Stützenbeton einzubringen. Die Verwendung eines Deckenbetons mit derselben Druckfestigkeit wie die der Stütze wird beispielsweise von der amerikanischen Norm [13] empfohlen. Des Weiteren wird dieser Nahbereich, in welchem der höher feste Beton verwendet wird, mit einem Abstand von mind. 2 ft (ca. 61 cm) zur Stütze definiert. Ein Vorteil liegt in der einfachen Bemessung, da der Bemessungswiderstand des Deckenbetons gleich dem des Stützenbetons ist. Dadurch ist die Weiterleitung der Kräfte über den Deckenbeton bereits ohne Berücksichtigung einer erhöhten Betondruckfestigkeit durch einen mehraxialen Druckzustand gegeben. Vorteile in der Gebrauchstauglichkeit ergeben sich zum einen dadurch, dass die steifen Stützen nicht durch weiche Deckenschichten unterbrochen werden, zum anderen aufgrund der Reduzierung der Risse zufolge der Biegebeanspruchung der Decke. Ein derartiger Knoten ist in Abbildung 11 zu sehen. Aufgrund der farblichen Unterschiede ist die Verwendung desselben Betons sowohl in der Stütze als auch in der Decke, im näheren Bereich der Stütze, gut zu erkennen.

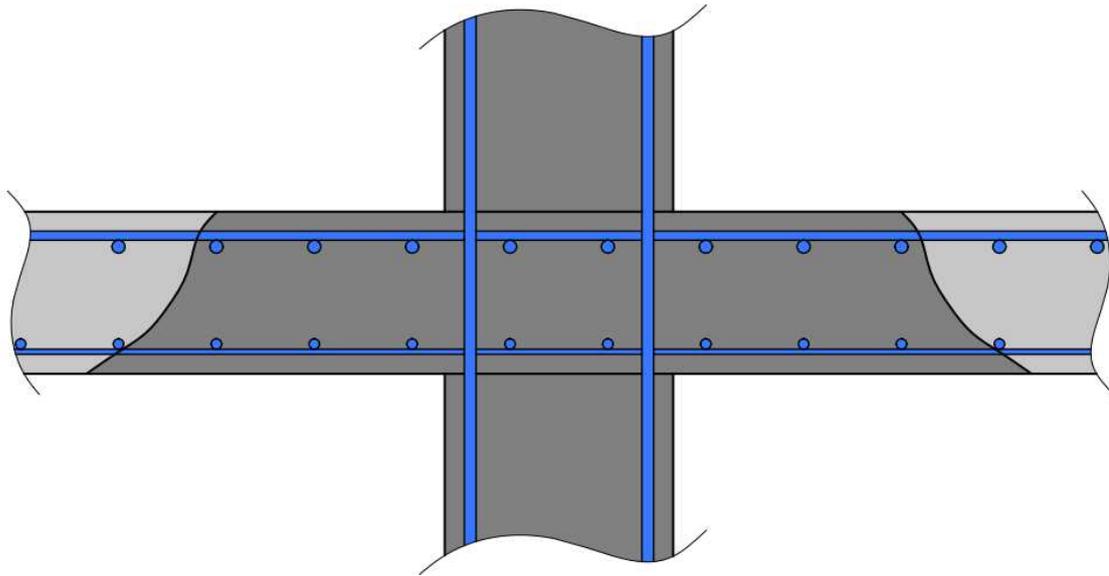


Abbildung 11: Stützen-Deckenknoten in Ortbetonbauweise mit Verwendung von höher festem Beton (Stützenbeton) im umliegenden Bereich des Knotens

Nachteilig sind vor allem baupraktische Konsequenzen, welche bei der Verwendung unterschiedlicher Betonklassen entstehen. Die Verwendung hochfester Betone alleine stellt bereits einen erhöhten Arbeitsaufwand dar (Nachbehandlung). Außerdem müssen beim Betonieren stets beide Betonsorten zur Verfügung stehen. Dies bedingt einerseits einen erhöhten logistischen Aufwand, andererseits kann es durch die geringen zu verarbeitenden Betonmengen, welche pro Stütze eingebracht werden, zu einer Überschreitung der Steh- bzw. der Einbringzeiten des hochfesten Betons kommen. Zusätzlich muss zur Qualitätssicherung, sowohl aus technischen als auch aus optischen Gründen bei Sichtbeton, ein ausreichender Verbund zwischen den unterschiedlichen Betonsorten sichergestellt werden. Aufgrund der unterschiedlichen Konsistenz der Betonklassen, insbesondere bei unterschiedlichen Verweilzeiten, kann es hier zu ungenügendem Verbund kommen. In Anbetracht der Schwierigkeiten in der Bauausführung konnte sich diese Ausführungsvariante in der Praxis nicht durchsetzen.

2.4.2 Stützen-Deckenknoten mit Umschnürungsbewehrung

Zur Laststeigerung kann, wie oben bereits erwähnt, eine Umschnürungsbewehrung eingebaut werden. Wird die Stütze oberhalb des Knotens belastet, wird der Deckenbeton gestaucht. Aufgrund der umschnürenden Bewehrung wird der Deckenbeton daran gehindert sich seitlich auszudehnen. Die Querdehnungsbehinderung wird durch den umgebenden Beton und die vorhandene Deckenlängsbewehrung erhöht. Dies führt zu einem mehraxialen Druckzustand im Knoten, wodurch sich die Festigkeit des Deckenbetons deutlich erhöht. Des Weiteren wird durch die Umschnürungsbewehrung die Duktilität im Knoten erhöht. Dies ist beispielsweise bei der Beanspruchung in Folge von Erdbeben ein Vorteil, da ein größeres Rotationsvermögen des Stützen-Deckenknoten aufgrund der Umschnürungsbewehrung erreicht wird. Eine Skizze einer solchen Umschnürungsbewehrung ist in der nachfolgenden Abbildung 12 zu sehen.

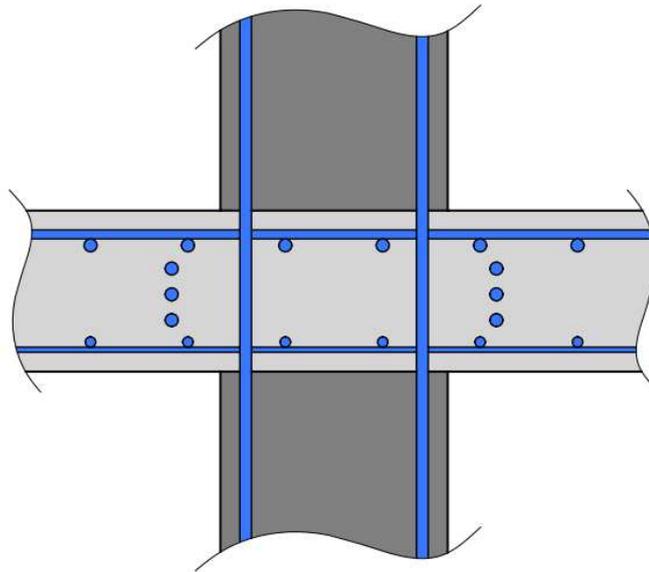


Abbildung 12: Stützen-Deckenknoten in Ortbetonbauweise mit Umschnürungsbewehrung

Als Vorteil dieser Ausführungsvariante sind neben der Vereinfachung der Verarbeitung aufgrund der Verwendung von nur einer Festigkeitsklasse für den Deckenbeton auch die daraus resultierenden geringen Materialkosten zu nennen. Nachteilig ist die begrenzte Festigkeitserhöhung des Betons bei einer mehraxialen Druckbelastung, welche eine beschränkte Traglaststeigerung zur Folge hat. Durch den zusätzlichen Einbau der Umschnürungsbewehrung erhöht sich der Arbeitsaufwand.

2.4.3 Stützen-Deckenknoten mit Stahleinbauteil

Bei Flachdecken mit hohen Spannweiten und Deckenbelastungen ist oftmals der Durchstanzwiderstand der maßgebende Faktor zur Bestimmung der Deckenstärke. Die begrenzte Traglaststeigerung der konventionellen Durchstanzbewehrung führt hier zu großen Deckenstärken, welche aus Sicht der Biegebemessung oder der Durchbiegung zu einer unwirtschaftlichen Bemessung führt [15]. Aus der Forderung der Erhöhung des Durchstanzwiderstandes bei wirtschaftlichen Deckenstärken wurden Stahleinbauteile entwickelt. Am Markt gibt es zahlreiche verschiedene Varianten dieser Einbauteile, beispielhaft sei hier der sogenannte Europilz der Firma Spannverbund Bausysteme GmbH (Bülach, Schweiz) genannt. Die Stahleinbauteile bestehen zumeist aus einem Rahmen und einer Auskreuzung. Der Rahmen wird meist aus zusammengeschweißten U-Profilen und die Auskreuzung aus dickem Flachstahl hergestellt. Zur Erhöhung der Tragfähigkeit in Stützenlängsachse kann ein zusätzlicher Stahlkern, welcher sich im Mittelpunkt der Auskreuzung befindet, angeordnet werden. Die Einbauteile sind sowohl für die Ortbeton- als auch für die Fertigteilbauweise geeignet. Zu den Grundtypen zählen neben der Variante für Innenstützen auch solche für Rand- und Eckstützen. Auch diverse Sonderausführungen sind erhältlich. Die Bewehrungsführung gestaltet sich relativ einfach. Bei Innenstützen läuft die obere Bewehrungslage ungehindert über dem Stahlpilz durch, die untere Bewehrung wird am unteren Flansch des Rahmes aufgelegt. Bei Rand- und Eckstützen wird die obere konstruktive Bewehrung am Rahmen aufgelegt, die untere Bewehrung wird unter dem Stahleinbauteil durchgeführt und zumeist durch einfaches Aufbiegen der Bewehrung verankert. Abbildung 13 zeigt einen Stützen-Deckenknoten einer Innenstütze mit einem Stahleinbauteil. Gut zu erkennen ist die über dem Stahlrahmen durchgehende obere Bewehrungslage, sowie die am Flansch aufgelegte untere Bewehrung. Zu den Vorteilen neben der hohen Tragfähigkeit und der einfachen schnellen Montage zählt auch jener der hohen Umschnürungswirkung aufgrund des Stahlrahmens. Dadurch ergibt sich sowohl eine Erhöhung der Druckfestigkeit zufolge der Querdeh-

nungsbehinderung für den Deckenbeton, als auch eine Reduzierung der auf die Stütze wirkenden Querkraftkräfte im Stützenanschnitt. Ein eventuell vorhandener Deckendurchbruch lässt sich in der Nähe der Stütze sehr einfach durch nicht Ausbetonieren eines Teils der Auskreuzung herstellen. Eine zusätzliche Erhöhung des Durchstanzwiderstandes ist in Kombination mit Doppelkopfkankern möglich. Trotz Verwendung eines Stahleinbauteiles sind keine Schweißarbeiten notwendig. Dies ist vor allem bei reinen Betonbaustellen ein wichtiger arbeitserleichternder Aspekt [16].

Die Bemessung erfolgt nach der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung Nr. Z-15.1-234 [17]. Für das jeweilige Stahleinbauteil wird ein Durchstanzwiderstand angegeben. Die aufnehmbaren Kräfte zur Lastübertragung der oberen Stütze in die untere Stütze werden nicht angegeben. Daher erfolgt die Bemessung nach den gültigen Normen. Positive Effekte durch die Umschnürungswirkung des Rahmens oder eines vorhandenen Stahlkerns können bei der Ermittlung der Tragfähigkeit berücksichtigt werden. Der wesentliche Nachteil ist der hohe Preis der diversen Stahleinbauteile.

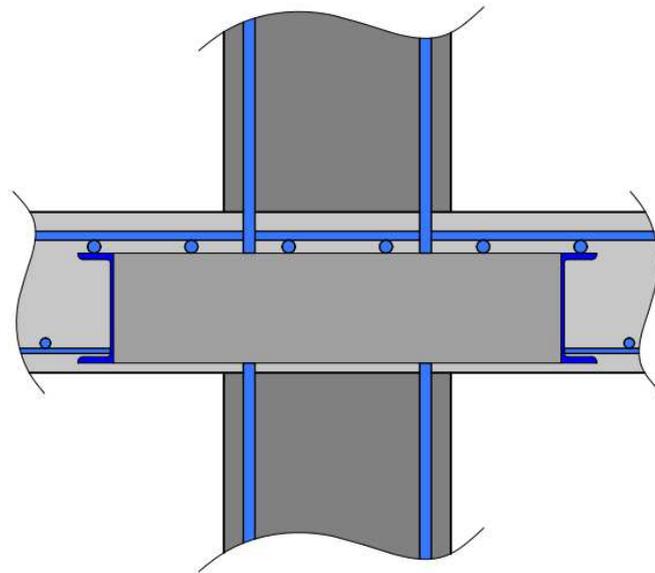


Abbildung 13: Stützen-Deckenknoten in Ortbetonbauweise mit Stahleinbauteil

2.4.4 Stützen-Deckenknoten mit Stumpfstoß

Bei der Ortbetonausführung wird die Stützenbewehrung der unteren Stütze durch den Knoten bis in die obere Stütze durchgeführt und die Kräfte in der Bewehrung anhand von Übergreifungsstößen mittels Verbundspannungen übertragen. Die Kraftübertragung durch Übergreifungsstöße ist in der Fertigteilbauweise kaum möglich. Insbesondere dann, wenn eine für den Fertigteilbau prädestinierte Stütze mit hochfestem Bewehrungsstahl und großen Stabdurchmessern verwendet wird, da die Kraftübertragung über Verbund aufwändig bzw. aus Platzgründen nicht möglich ist. Im Falle der Fertigteilbauweise endet die Bewehrung der unteren Stütze daher unterhalb der oberen Stütze und es entsteht der sogenannte Stumpfstoß.

Werden zwei angrenzende Stützen außerhalb der Deckenebene gestoßen, spricht ohne Unterbrechung durch die Decke, entsteht ein sogenannter Stützenstumpfstoß. Dieser wird zur Verdeutlichung des Kräfteverlaufes anschließend betrachtet.

Stützenstumpfstoß

Prinzipiell kann bei Stützenstößen zwischen einem reinen Druckstoß und einem biegesteifen Stoß unterschieden werden. Bei einem reinen Druckstoß kommt dem Fugenmaterial eine wesentliche Bedeutung zu. Hier wird zwischen weichen und harten Fugenmaterialien unterschieden. Liegt der Elastizitätsmodul des Fugenmaterials bei mind. 70% des Elastizitätsmoduls des Stützenbetons, so kann von einem harten Fugenmaterial ausgegangen werden. Da dies bei den üblich verwendeten Vergussmörteln der Fall ist, wird im Folgenden nur auf die harten Fugenmaterialien eingegangen. Aufgrund der meist größeren Querdehnung des Vergussmörtels im Vergleich zum Stützenbeton, muss zur Vermeidung von Querkraften am Stützenende die Querdehnung verringert werden. Dies wird in der Praxis über eine Stahlplatte oder eine Stirnflächenbewehrung bewerkstelligt [18]. Abbildung 14 zeigt eine Skizze der beiden genannten Varianten.

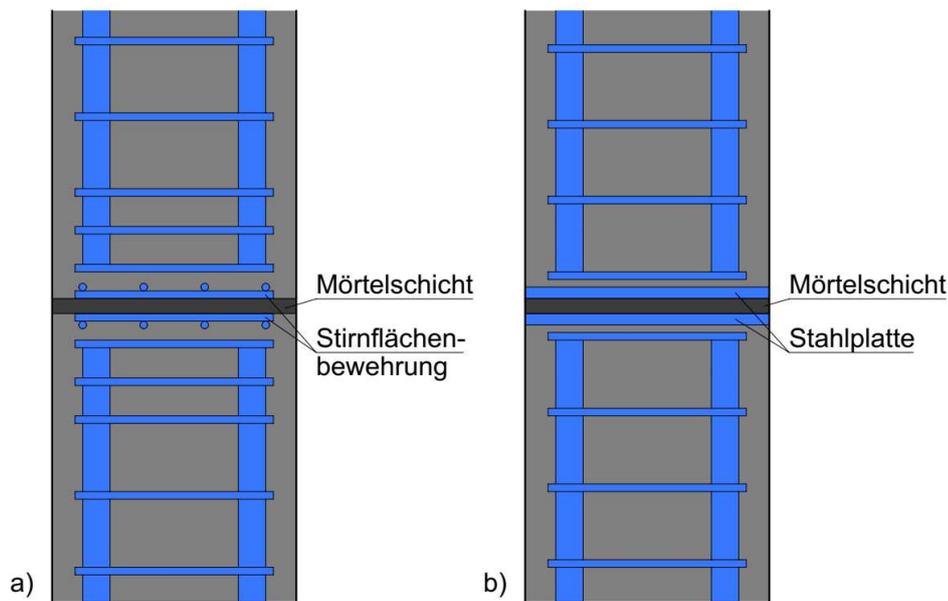


Abbildung 14: Stützenstoß im Mörtelbett; a) mit Stirnflächenbewehrung, b) mit Stahlplatten (aus [18])

Im linken Teil der Abbildung ist die Stirnflächenbewehrung, im rechten Teil sind die Stahlplatten ersichtlich. In der Praxis hat sich die Variante mit Stahlplatten durchgesetzt, da sie die Querdehnung effektiver behindern als eine Stirnflächenbewehrung. Aufgrund der Querdehnungsbehinderung durch die Stahlplatten stellt sich sowohl im Mörtelbett als auch im Stützenbeton ein mehraxialer Druckzustand ein, welcher die Tragfähigkeit erhöht [18]. Dadurch ist der Mörtel in der Lage, wesentlich höhere Druckspannungen als die der einaxialen Druckfestigkeit aufzunehmen. Daher wird bei der Verwendung von hochfester Längsbewehrung wie dem SAS 670/800 und großem Stabdurchmesser, der Großteil der Kraft in der Bewehrung auf direktem Weg über Spitzendruck übertragen. Abbildung 15 zeigt den Kraftverlauf im Stoßbereich, welcher aufgrund der Unterbrechung der Längsbewehrung entsteht [18].

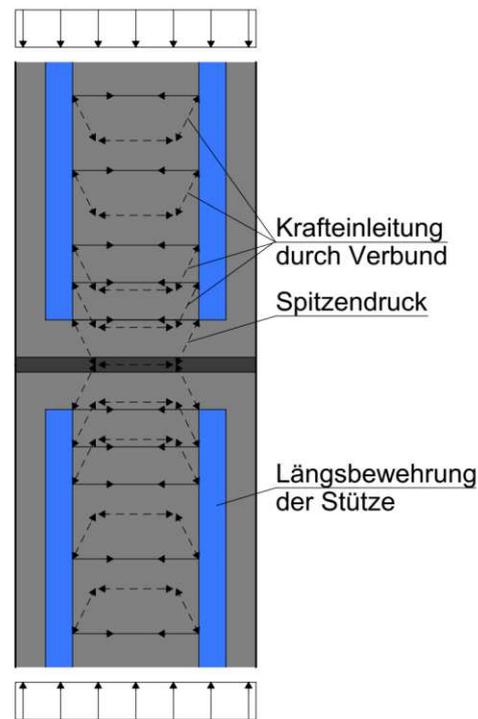


Abbildung 15: Kräfteverlauf im Stößbereich aufgrund der unterbrochenen Längsbewehrung (aus [18])

Um biegesteife Stöße herstellen zu können, müssen über die Bewehrungsstäbe auch Zugkräfte übertragen werden. Dazu wird die Bewehrung mit Schraub- bzw. Schweißverbindungen oder mit Hüllrohren und anschließendem Mörtelverguss verbunden [18].

Wird der Stützenstumpfstoß durch die Decke unterbrochen, entsteht der in der folgenden Abbildung 16 dargestellte Stützen-Deckenknoten mit Stumpfstoß. Hierbei wird die Bewehrung der unteren Stütze in die Deckenebene hineingeführt. Am unteren Ende der oberen Stütze wird eine Stahlplatte angebracht. Zwischen Deckenoberkante und Stahlplatte wird zur kraftschlüssigen Verbindung und zum Ausgleich von Herstellungstoleranzen ein Vergussmörtel eingebracht. Die Bewehrung der unteren Stütze wird möglichst nahe an die Deckenoberkante geführt, um die Kraft der Bewehrungsstäbe der oberen Stütze zum Großteil über Spitzendruck in die Stäbe der unteren Stütze zu übertragen. Der restliche Teil der Kraft wird über die Stahlplatte und den Deckenbeton in die untere Stütze eingeleitet.

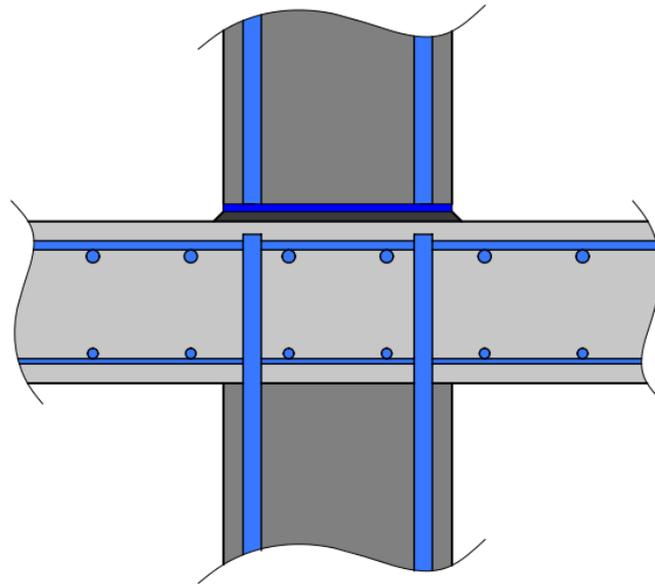


Abbildung 16: Stützen-Deckenknotten in Fertigteilbauweise ohne durchgehende Stützenbewehrung

Diese Ausführungsvariante des Stützen-Deckenknotten wurde in dem von Bachmann und Benz im Jahr 2012 veröffentlichten Patent adaptiert [19]. Das Patent enthält zwei Varianten der Erfindung. Bei der ersten Variante wird auf eine Stahlplatte zwischen der oberen Stütze und dem Vergussmörtel verzichtet, bei der zweiten Variante wird am unteren Ende der oberen Stütze eine Stahlplatte angebracht. Bei beiden Varianten wird, im Gegensatz zum in Abbildung 16 dargestellten Stützen-Deckenknotten, die Längsbewehrung der unteren Stütze durch die Decke hindurch in den Vergussmörtel hineingeführt. Die Längsbewehrung der oberen Stütze wird bei der ersten Variante ebenfalls in den Vergussmörtel geführt. Bei der Variante mit Stahlplatte wird die Längsbewehrung bis zur Stahlplatte geführt. Mittels Justierdollen in der unteren Stütze und Justierhülsen in der oberen Stütze wird die Lagerichtigkeit der Stützen gesichert. Der geringe Abstand und die genaue Ausrichtung der Längsbewehrungsstäbe führen zu einer direkten Lastübertragung und dadurch zu einer hohen Tragfähigkeit. Ein derartiger Stützen-Deckenknotten wurde erfolgreich beim Bau der Tanzenden Türme in Hamburg verwendet. Bei den im Vorfeld getätigten Versuchen stellte sich heraus, dass es beim Einbringen des Vergussmörtels durch eingeschlossene Luftporen zu einem schlechten Verbund kam. Die simple Lösung bestand darin, vorab ein Kunststoffgewebe in die Fuge einzulegen und anschließend zu vergießen. Durch das Ziehen des Gewebes konnte ein einwandfreier Verguss bewerkstelligt werden [2].

Aufgrund der Fertigteilbauweise und der Möglichkeit, hohe Lasten über den Stumpfstoß übertragen zu können, ergeben sich für diese Art der Ausführung einige Vorteile. Ein wichtiger Aspekt ist die verkürzte Bauzeit, da zeitaufwändige Schalungs- und Rüstarbeiten entfallen. Die zum Betonieren und Aushärten der Stützen benötigte Zeit entfällt vor Ort, da die Bauteile im Werk vorgefertigt werden. Im Werk kann zusätzlich eine höhere Genauigkeit erzielt werden.

Der Nachteil dieses Knotens liegt darin, dass es aufgrund der Diskontinuität der Längsbewehrung in der Stütze und dem Deckenbeton mit einer geringeren Druckfestigkeit zu einem Tragfähigkeitsverlust im Stützen-Deckenknotten kommt. Um diesen Verlust der Tragfähigkeit zu vermeiden ist an der TU Wien am Institut für Tragkonstruktionen, Forschungsbereich Stahlbeton- und Massivbau, ein neuer Stützen-Deckenknotten entwickelt und patentiert worden [20].

2.4.5 Stützen-Deckenknoten mit Verstärkungselement

Dabei handelt es sich um einen Stützen-Deckenknoten, welcher mit Elementen aus hochfestem Beton verstärkt wird. Diese Variante wurde an der Technischen Universität Wien entwickelt und durch Professor Kollegger ein internationales Patent eingereicht [20]. Ein mögliche Variante ist in der nachfolgenden Abbildung 17 dargestellt. Hier ist sowohl am unteren Ende der oberen Stütze als auch am oberen Ende der unteren Stütze eine Stahlplatte angebracht. Die Längsbewehrung wird an diese Stahlplatten angeschweißt. Grundsätzlich ist es jedoch auch möglich, die Bewehrung ähnlich dem vorherigen stumpfgestoßenen Stützen-Deckenknoten zu führen. In diesem Fall ist an der unteren Stütze keine Stahlplatte angebracht und die Längsbewehrung der unteren Stütze wird bis unter die Deckenoberkante geführt. Auf die Stahlplatte bzw. das Ende der Stütze wird das vorgefertigte hochfeste Betonelement auf einer Ausgleichsschicht aus hochfestem Vergussmörtel angebracht. Das Element kann dabei mittig der Stütze und/oder verteilt im Knoten angeordnet werden. Der Querschnitt des/der Elemente ist dabei kleiner als jener der Stütze. Des Weiteren sollten der/die Elemente so im Knoten angeordnet werden, dass dadurch eine Verlegung der Deckenbewehrung durch den Knoten hindurch uneingeschränkt möglich ist. Aufgrund dessen gibt es auch Verstärkungselemente, welche normal zur Stützenachse Löcher aufweisen. Diese dienen zur Aufnahme der in der Stahlbetondecke verlegten Bewehrung und/oder Spannglieder. Prinzipiell reicht das vorgefertigte Element bis zur Deckenoberkante. Aufgrund von Bautoleranzen kann dies jedoch abweichen, weshalb zwischen der oberen Stütze und der Decke ebenfalls eine Ausgleichsschicht aus hochfestem Mörtel vergossen wird. Die Durchleitung der Normalkräfte der oberen Stütze durch den Knoten erfolgt vorwiegend über das hochfeste Betonelement. Der umgebende Deckenbeton trägt nur zu einem geringen Teil zur Lastabtragung mit. Durch die Profilierung der Oberfläche der Elemente kann die Verbundwirkung zum umgebenden Beton der Decke verbessert werden. Dadurch wird die Steifigkeit des Stützen-Deckenknoten erhöht. Mit Hilfe der Verstärkungselemente kann somit eine höhere Kraft als im obigen Stützen-Deckenknoten übertragen werden.

Der Nachteil dieser Variante ist, dass zum Versetzen der hochfesten Elemente ein weiterer Arbeitsschritt notwendig ist. Dieser erfordert eine große Sorgfältigkeit, um eine möglichst direkte Kraftübertragung der Stützen zu gewähren, ohne dabei die Bewehrungsführung einzuschränken. Da die Decke erst nach Einbau der Verstärkungselemente hergestellt werden kann, muss der Aufwand für das Versetzen der Elemente im Bauablauf berücksichtigt werden.

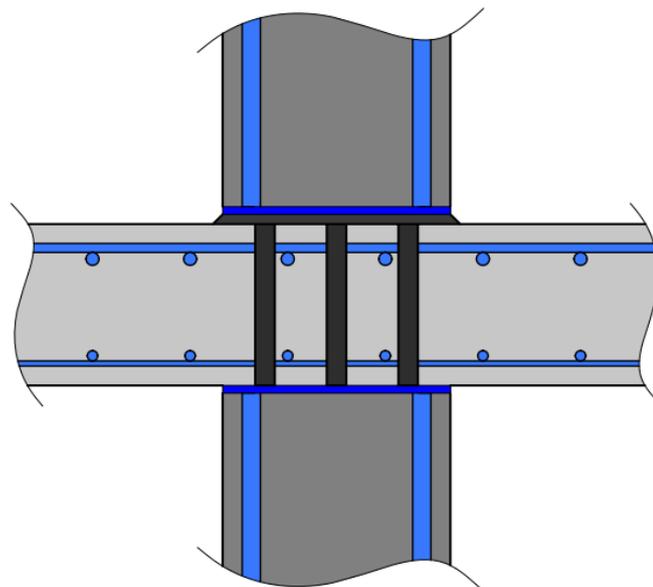


Abbildung 17: Stützen-Deckenknoten in Fertigteilbauweise mit Verstärkungselementen

Wird statt dem Verstärkungselement aus hochfestem Beton die Stütze durch die Decke geführt, so entsteht der in Abbildung 18 dargestellte Stumpfstoß.

2.4.6 Stützen-Deckenknoten mit durchgehender stumpf gestoßener Stütze

Eine Weiterentwicklung der Variante mit Verstärkungselement wurde von Rinnhofer et. al. zum europäischen Patent angemeldet [21]. Dabei handelt es sich um einen Stützen-Deckenknoten, wobei die Stütze einen durchgehenden Kern aufweist. Diese Ausführungsvariante ist speziell für den Einsatz als Schleuderbetonstütze ausgelegt. Der durchgehende Kern wird dabei so ausgeführt, dass er bis zur Deckenoberkante geführt wird. Um die Lasten der oberen Stütze in die untere Stütze leiten zu können, ist es notwendig, die Querschnittsreduktion des Kerns im Bereich der Decke gering zu halten. Der Fehlbetrag zur Stützenfläche ergibt sich daher im Wesentlichen durch einen geringen Absatz, welcher als Auflager der Decke dient. Des Weiteren führt die Profilierung der Außenfläche des Kerns zu einer geringen Querschnittsreduktion. Diese Profilierung dient jedoch dem besseren Verbund zwischen Decke und Stütze um die Vertikalkräfte der Decke besser aufnehmen zu können. Gleichzeitig muss die Führung der Deckenbewehrung durch den Knoten hindurch ermöglicht werden. Dazu wird im oberen Knotenbereich eine Aussparung zur Einbindung der oberen Biegebewehrung der Decke angeordnet. Die untere Bewehrung der Decke endet vor dem Kernbereich oder wird seitlich an diesem vorbeigeführt. Der beschriebene Stützen-Deckenknoten ist in Abbildung 18 als Variante einer Schleuderbetonstütze abgebildet.

In Längsrichtung wird die Stütze stumpf gestoßen. Die Längsbewehrung wird so ausgeführt, dass sie bis an das obere Ende des Kerns reicht. Der Kernbereich der Stütze wird bis an die Deckenoberkante geführt. Am unteren Ende der oberen Stütze ist eine Stahlplatte angebracht. Zwischen dem oberen Ende der unteren Stütze und der Stahlplatte wird eine Schicht aus Vergussmörtel angeordnet. Beim Verguss der Fuge werden gleichzeitig die Aussparungen der oberen Bewehrungslage der Decke vergossen.

In den von Rinnhofer et. al. durchgeführten Versuchen [22], [23] zeigte sich, dass bei entsprechender Mörtelwahl, die gesamte Tragfähigkeit über den Stützen-Deckenknoten übertragen werden kann. Das Versagen fand dabei nicht in der Decke, sondern im Bereich der Fuge oder der Stütze statt. Dabei erwiesen sich Vergussmörtel auf Zementbasis als besser geeignet als Mörtel auf Epoxydharzbasis. Vor allem hinsichtlich der Verformung erwiesen sich Zementmörtel als wesentlich verformungsarmer.

Die durchgeführten Versuche wurden mittels einer Finite Elemente Berechnung nachgerechnet. Mit den gewonnenen Erkenntnissen aus den Versuchen und der numerischen Simulation konnte ein Bemessungsmodell aufgestellt werden. Dabei wird der Nachweis des Stützen-Deckenknoten in 3 Horizontalschnitten geführt. Die Schnitte befinden sich in der Vergussfuge beim Übergang zur Decke sowie im oberen und unteren Bereich der Decke. Üblicherweise ist der Schnitt in der Vergussfuge der maßgebende.

Vorteilhaft bei dieser Bauweise ist die hohe Tragfähigkeit, welche es ermöglicht, die gesamte Last der Stütze über den Knoten zu führen. Des Weiteren sind keine zusätzlichen Arbeitsschritte für den Einbau von Verstärkungselementen vor Ort notwendig. Die Stütze wird im Werk hergestellt und anschließend fertig für den Einbau auf die Baustelle geliefert. Die weiteren Arbeitsschritte begrenzen sich daher auf den Verguss der Fuge. Nachteilig ist der hohe Aufwand der erforderlichen Einrichtungen im Fertigteilwerk.

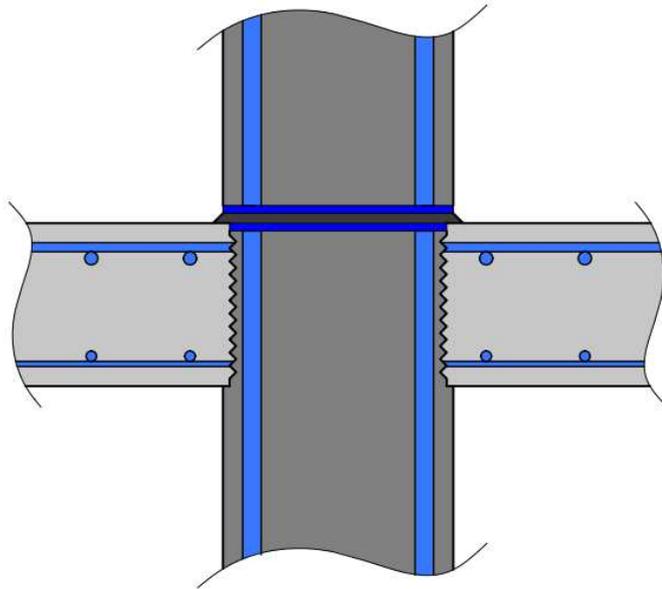


Abbildung 18: Stützen-Deckenknotten in Fertigteilbauweise mit stumpf gestoßenen Schleuderbetonstützen

2.4.7 Stützen-Deckenknotten mit Aufweitung

An der TU Wien ist eine weitere Variante eines Stützen-Deckenknottes entwickelt und patentiert worden. Die Idee liegt darin, durch Aufweitung der Querschnittsabmessungen des oberen und unteren Endes der Stützen eine in statischer Hinsicht günstige Ausführungsform zu gewinnen. Mit Hilfe der Aufweitung soll die Tragfähigkeit des Knotens dahingehend erhöht werden, dass es zu keinem Tragfähigkeitsverlust aufgrund der Unterbrechung der Stütze durch die Decke kommt. Die vorliegende Arbeit befasst sich mit der numerischen Simulation ebendieser Stützen-Deckenknotten. Im nachfolgendem Kapitel 3 wird der Stützen-Deckenknotten detaillierter beschrieben und auf die diversen Ausführungsvarianten eingegangen.

Davor wird auf die aktuelle Normung bezüglich der Lastdurchleitung bei Stützen-Deckenknotten eingegangen. Es wird vor allem auf die Stützenbemessung, das Durchstanzverhalten und die mehraxiale Druckfestigkeit von Beton eingegangen. Dabei werden verschiedene Normen betrachtet und verglichen.

2.5 Vergleich verschiedener Normen bezüglich Stützen-Deckenknotten

Bemessung einer auf Druck beanspruchten Stütze

Die Bemessung einer rein durch Druckspannungen beanspruchten Stütze im Grenzzustand der Tragfähigkeit ergibt sich unter Einhaltung folgender Annahmen:

- die Stütze unterliegt keiner Knickgefahr
- es wird eine zentrische Belastung angenommen, sprich es werden Imperfektionen ausgeschlossen
- die Dehnungen der Stütze sind über den gesamten Querschnitt gleichmäßig verteilt

zu:

$$\varepsilon = \varepsilon_c = \varepsilon_s = \frac{\Delta l}{l} = \frac{N_c}{A_c \cdot E_c} = \frac{N_s}{A_s \cdot E_s} \quad (10)$$

Dabei ist

- | | |
|-----------------|--------------|
| ε_c | Betondehnung |
| ε_s | Stahndehnung |

Δl	Dehnung der Stahlbetonstütze
L	Länge der Stahlbetonstütze

Der Grenzzustand der Tragfähigkeit ist dann erreicht, wenn die vorhandene Druckkraft N_{Ed} die aufnehmbare Druckkraft N_{Rd} erreicht. Diese Gleichung wird Grenzzustandsgleichung genannt.

$$N_{Ed} = N_{Rd} \quad (11)$$

Die aufnehmbare Druckkraft N_{Rd} ergibt sich zu (siehe dazu auch Abbildung 23):

$$N_{Rd} = (A_c - A_s) \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{yd} \cong A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{yd} \quad (12)$$

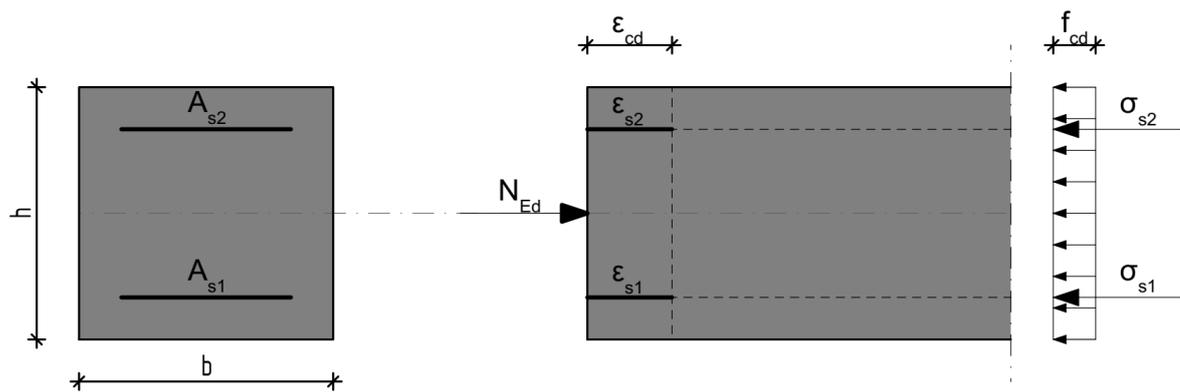


Abbildung 19: Dehnungen und Spannungen beim zentrischen Druck (aus [14])

Dabei ist

A_c	Querschnittsfläche des Betons
A_s	Querschnittsfläche des Stahls
$A_c - A_s$	Nettoquerschnittsfläche des Betons

Die erforderliche Querschnittsfläche A_s des Betonstahls ergibt sich demnach zu:

$$A_s \cong \frac{N_{Ed} - A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}} \quad (13)$$

2.5.1 Bemessung nach EN 1992-1-1 [4]

Druckfestigkeit

Der Bemessungswert der einaxialen Druckfestigkeit ergibt sich zu:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c \quad (14)$$

Dabei ist

f_{ck}	die charakteristische Zylinderdruckfestigkeit nach 28 Tagen
γ_c	der Teilsicherheitsbeiwert für Beton
α_{cc}	der Beiwert zur Berücksichtigung von Langzeitauswirkungen auf die Betondruckfestigkeit und von ungünstigen Auswirkungen durch die Art der Beanspruchung. Der länderspezifische Wert sollte zwischen 0,8 und 1,0 liegen und darf dem nationalen Anhang entnommen werden (welcher in Österreich nach [24] mit 1,0 angenommen wird)

Die in Abbildung 20 dargestellte Spannungs-Dehnungs-Linie darf für die Querschnittsbemessung verwendet werden (Stauchung positiv). Der Verlauf der Kurve ergibt sich zu:

$$\sigma_c = f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right] \quad \text{für } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2} \quad (15)$$

$$\sigma_c = f_{cd} \quad \text{für } \varepsilon_{c2} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu2} \quad (16)$$

Dabei ist

- n der Exponent gemäß Tabelle 1
- ε_{c2} die Dehnung beim Erreichen der Maximalfestigkeit
- ε_{cu2} die Bruchdehnung

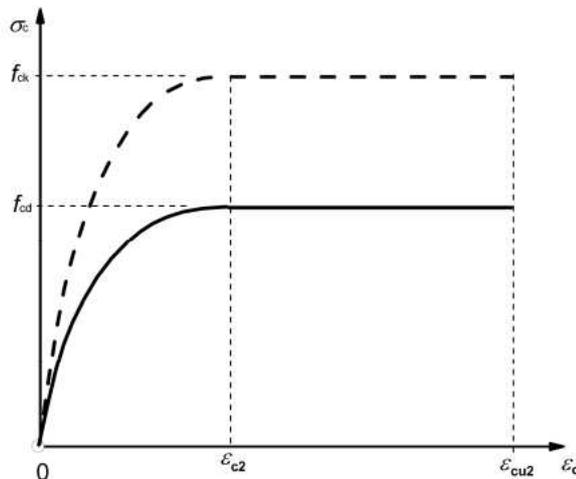


Abbildung 20: Parabel-Rechteck-Diagramm für Beton unter Druck (aus [4])

Die Werte für ε_{c2} und ε_{cu2} sind für in Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit geregelt und in der nachfolgenden Tabelle 1 enthalten. Des Weiteren sind auch Druck- und Zugfestigkeiten sowie der E-Modul der unterschiedlichen Festigkeitsklassen angeführt.

Betonfestigkeitsklasse															analytische Beziehung	
f_{ck}	N/mm ²	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	
$f_{ck,cube}$	N/mm ²	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105	
f_{cm}	N/mm ²	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98	$f_{cm} = f_{ck} + 8$
f_{ctm}	N/mm ²	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0	$f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{(2/3)} \leq C50/60$ $f_{ctm} = 2,12 \cdot \ln [1 + (f_{cm}/10)] > C50/60$
$f_{ctk,0.05}$	N/mm ²	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5	$f_{ctk,0.05} = 0,7 \cdot f_{ctm}$ 5% Quantil
$f_{ctk,0.95}$	N/mm ²	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6	$f_{ctk,0.95} = 1,3 \cdot f_{ctm}$ 95% Quantil
$E_{cm} \cdot 10^{-3}$	N/mm ²	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44	$E_{cm} = 22 (f_{cm}/10)^{0,3}$
ε_{c1}	‰	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,25	2,3	2,4	2,45	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8	Siehe Bild 3.2 $\varepsilon_{c1}^{(0/100)} = 0,7 \cdot f_{cm}^{0,31} \leq 2,8$ [4]
ε_{cu1}	‰	3,5									3,2	3,0	2,8	2,8	2,8	Siehe Bild 3.2 für $f_{ck} = 50$ N/mm ² $\varepsilon_{cu1}^{(0/100)} = 2,8 + 27 [(98 - f_{cm})/100]^4$
ε_{c2}	‰	2,0									2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	Siehe Bild 3.3 für $f_{ck} = 50$ N/mm ² $\varepsilon_{c2}^{(0/100)} = 2,0 + 0,085 (f_{ck} - 50)^{0,53}$
ε_{cu2}	‰	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	Siehe Bild 3.3 für $f_{ck} = 50$ N/mm ² $\varepsilon_{cu2}^{(0/100)} = 2,6 + 35 [(90 - f_{ck})/100]^4$
n		2,0									1,75	1,6	1,45	1,4	1,4	für $f_{ck} = 50$ N/mm ² $n = 1,4 + 23,4 [(90 - f_{ck})/100]^4$
ε_{c3} (‰)	‰	1,75									1,8	1,9	2,0	2,2	2,3	Siehe Bild 3.4 für $f_{ck} = 50$ N/mm ² $\varepsilon_{c3}^{(0/100)} = 1,75 + 0,55 [(f_{ck} - 50) / 40]$
ε_{cu3}	‰	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	Siehe Bild 3.4 für $f_{ck} = 50$ N/mm ² $\varepsilon_{cu3}^{(0/100)} = 2,6 + 35 [(90 - f_{ck})/100]^4$

Tabelle 1: Festigkeits- und Formänderungskennwerte für Beton (aus [4])

Wie bereits erwähnt kann bei einem mehraxialen Druckspannungszustand sowohl die Festigkeit als auch die kritische Dehnung erhöht werden. Dazu wird eine modifizierte Spannungs-Dehnungs-Linie herangezogen (siehe Abbildung 21). Die erhöhte Festigkeit sowie die erhöhte Dehnung berechnet sich wie folgt:

$$f_{ck,c} = f_{ck} \cdot (1,000 + 5,0 \sigma_2 / f_{ck}) \quad \text{für } \sigma_2 \leq 0,05 \cdot f_{ck} \quad (17)$$

$$f_{ck,c} = f_{ck} \cdot (1,125 + 2,5 \sigma_2 / f_{ck}) \quad \text{für } \sigma_2 \geq 0,05 \cdot f_{ck} \quad (18)$$

$$\varepsilon_{c2,c} = \varepsilon_{c2} \cdot (f_{ck,c} / f_{ck})^2 \quad (19)$$

$$\varepsilon_{cu2,c} = \varepsilon_{cu2} + 0,2 \cdot \sigma_2 / f_{ck} \quad (20)$$

Bei $\sigma_2 (= \sigma_3)$ handelt es sich um die effektive Querdruckspannung, welche im Grenzzustand der Tragfähigkeit infolge der Behinderung der Querdehnung entsteht. Diese Querdehnungsbehinderung kann beispielsweise durch eine Bügelbewehrung oder, wie es bei einem Stützen-Deckenknoten der Fall ist, durch den umgebenden Beton erreicht werden. Nach Gleichung (18) ergibt sich demnach, für einen Querdruck σ_2 in der Höhe der einaxialen Druckfestigkeit f_{ck} , eine Faktor zur Erhöhung der mehraxialen Druckfestigkeit $f_{ck,c}$ von rund 3,6. Dies entspricht einer deutlichen Festigkeitserhöhung. Wie die Berechnung von σ_2 bzw. von σ_3 zu erfolgen hat, wird in [4] nicht erläutert.

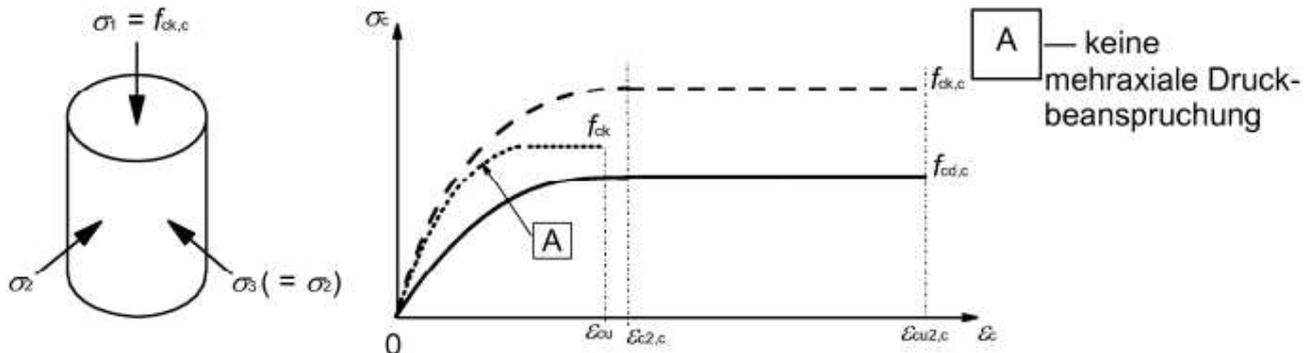
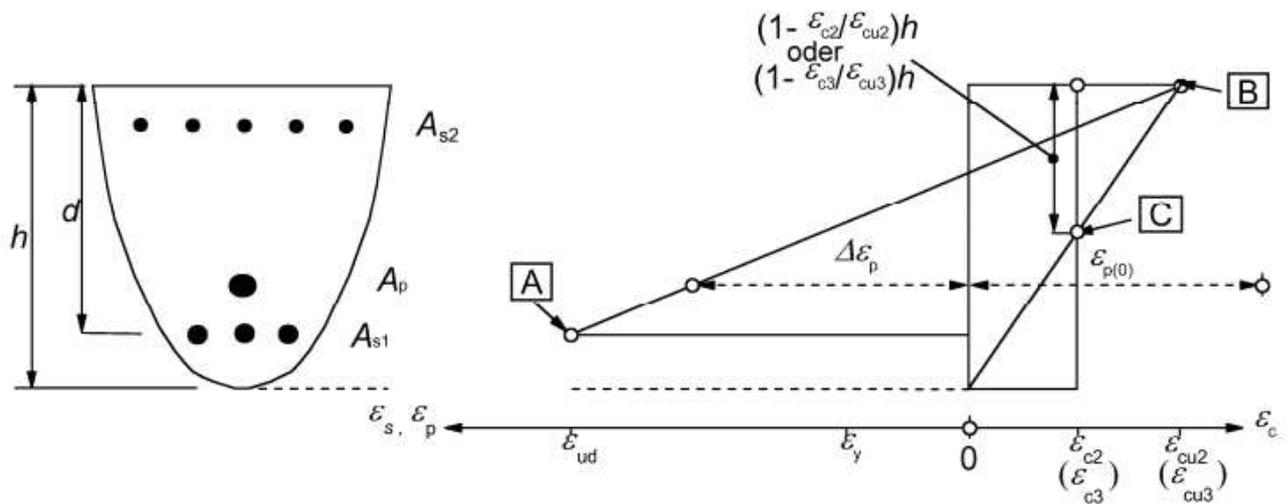


Abbildung 21: Spannungs-Dehnungs-Linie für Beton unter mehraxialen Druckbeanspruchungen (aus [4])

Stützenbemessung

Liegt kein mehraxialer Druckzustand vor, so gelten die allgemein gültigen Stauchungsgrenzen, welche Abbildung 22 entnommen werden können.



- A** — Dehnungsgrenze des Betonstahls
- B** — Stauchungsgrenze des Betons
- C** — Stauchungsgrenze des Betons bei reiner Normalkraft

Abbildung 22: Grenzen der Dehnungsverteilung im Grenzzustand der Tragfähigkeit (aus [4])

Auffallend ist, dass bei reiner Normalkraft, bzw. bei einem voll gedrückten Querschnitt, die Stauchungsgrenze in Abhängigkeit der Betongüte auf 2,0 ‰ bis 2,6 ‰, für Betone der Festigkeitsklasse von C12/15 bis C90/105, begrenzt ist. Dadurch ergibt sich auch eine beschränkte Dehnung für den Stahl. Beispielsweise ergibt sich aufgrund dieser limitierten Stauchung bei einem üblichen Bewehrungsstahl mit einem E-Modul von 200.000 N/mm² eine Spannung von 400 N/mm², bei einer Betonstauchung ϵ_{c2} von 2,0 ‰. Der in Österreich üblicherweise verwendete B550 ist daher, für Betone der Festigkeitsklasse kleiner C70/85, nicht in der Lage bis zu seiner Fließgrenze belastet zu werden. Bei höherfesten Stählen wie dem S670/800 ist der Verlust höher. Erst durch die Berücksichtigung der Kriech- und Schwindumlagerungen kann die Fließgrenze vollständig ausgenutzt werden (siehe Abbildung 2). Wie hoch die Verluste sein können, zeigt Tabelle 2 aus [25].

Bewehrungsstahl			
B500	B550	SAS 670/800	bei Stau- chung von 2,0 ‰

E-Modul	N/mm ²	200.000	200.000	205.000	200.000
charakteristische Streckgrenze	N/mm ²	500	550	670	460
Bemessungswert der Streckgrenze	N/mm ²	435	478	583	400
Teilsicherheitsbeiwert	-	1,15	1,15	1,15	1,15
Dehnung bei Erreichen der Fließgrenze	‰	2,2	2,4	2,8	2
Ausnutzung des Stahls unter Berücksichtigung der 2,0 ‰-Dehnung	‰	0,92	0,84	0,69	1,00

Tabelle 2: Bruchdehnungen unterschiedlicher Bewehrungsstähle im Vergleich (aus [25])

Beim Nachweis der Druckglieder ist nach [4] zu den einwirkenden Schnittgrößen immer ein Anteil zufolge Imperfektionen zu berücksichtigen. Einflüsse aufgrund der Theorie II. Ordnung können vernachlässigt werden, wenn die Auswirkungen zufolge Theorie II. Ordnung weniger als 10% der entsprechenden Auswirkungen nach Theorie I. Ordnung sind. Zusätzlich dazu gibt die Norm einen vereinfachten Nachweis für Bauteile unter Normalkraft nach Theorie II. Ordnung an. Dieser vereinfachte Nachweis kann geführt werden, wenn die vorhandene Schlankheit des Druckglieds λ kleiner gleich der Grenzschlankheit λ_{lim} ist. Diese Werte berechnen sich wie folgt:

$$\lambda = l_0/i \quad (21)$$

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C / \sqrt{n} \quad (22)$$

Dabei ist

l_0 die Knicklänge
 i der Trägheitsradius des ungerissenen Betonquerschnitts

sowie

$A = 1/(1+0,2\varphi_{ef})$ (falls φ_{ef} nicht bekannt ist, darf $A=0,7$ verwendet werden)

$B = \sqrt{1+2\omega}$ (falls ω nicht bekannt ist, darf $B=1,1$ verwendet werden)

$C = 1,7 - r_m$ (falls r_m nicht bekannt ist, darf $C=0,7$ verwendet werden)

φ_{ef} effektive Kriechzahl

$\omega = A_s f_{yd} / (A_c f_{cd})$; mechanischer Bewehrungsgrad

A_s die Gesamtfläche der Längsbewehrung

$N = N_{Ed} / (A_c f_{cd})$; bezogene Normalkraft

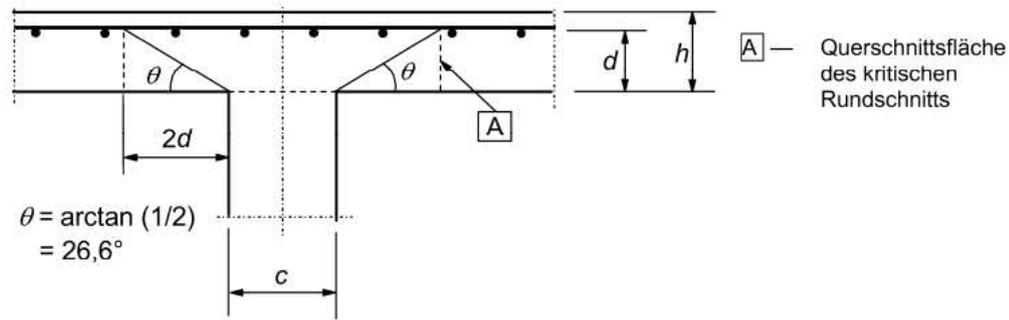
$r_m = M_{01} / M_{02}$; Momentenverhältnis

M_{01}, M_{02} sind die Endmomente nach Theorie I. Ordnung, $|M_{02}| \geq |M_{01}|$

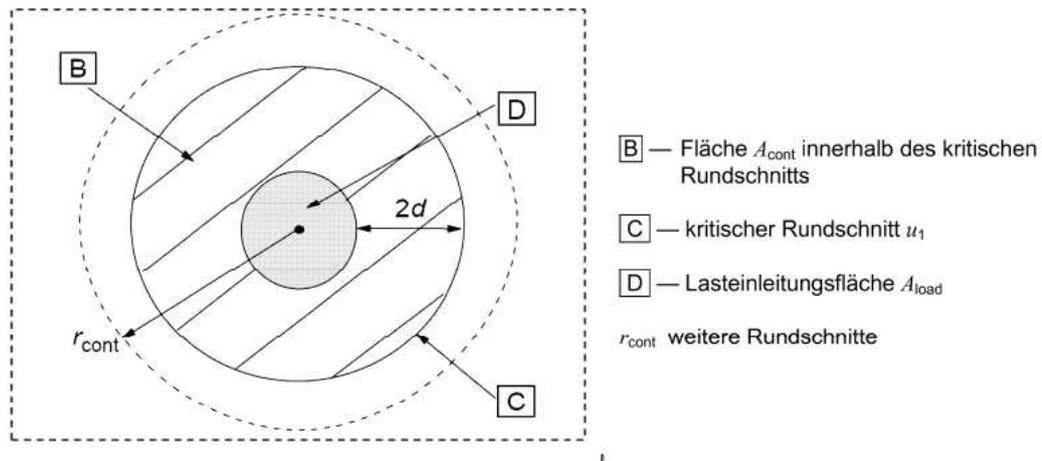
Des Weiteren müssen auch konstruktive Vorgaben berücksichtigt werden. Die genauen Bestimmungen können in EN 1992-1-1 [4] nachgelesen werden.

Durchstanzen

Nach [4] ist der Durchstanzwiderstand entlang des Stützenrands und des kritischen Rundschnitts u_1 nachzuweisen. Ist eine Durchstanzbewehrung erforderlich, muss ein weiterer Rundschnitt $u_{out,ef}$ ermittelt werden, ab dem keine Durchstanzbewehrung mehr benötigt wird (siehe dazu Abbildung 23).



a) Querschnitt



b) Grundriss

Abbildung 23: Bemessungsmodell für den Nachweis der Sicherheit gegen Durchstanzen im Grenzzustand der Tragfähigkeit (aus [4])

Die Ermittlung des kritischen Rundschnittes u_1 erfolgt im Abstand von $2d$ vom Stützenrand. Befinden sich innerhalb des Abstand $6d$ vom Stützenrand Öffnungen oder freie Ränder, so sind diese nach [4] zu berücksichtigen. Am Rand der Stütze ist nachzuweisen, dass die einwirkende Querkraft v_{Ed} den maximalen Durchstanzwiderstand $v_{Rd,max}$ nicht überschreitet. Im kritischen Schnitt ist nachzuweisen, dass die einwirkende Querkraft v_{Ed} kleiner gleich dem Durchstanzwiderstand je Flächeneinheit ohne Durchstanzbewehrung $v_{Rd,c}$ ist. Ist dieser Nachweis nicht erfüllt, muss jener Rundschnitt ermittelt werden, ab welchem keine Durchstanzbewehrung mehr erforderlich ist. Genaueres dazu ist in [4] angeführt.

Zusätzliche Bestimmungen betreffend der Thematik des Durchstanzen werden in Österreich durch den nationalen Anhang ÖNORM B 1992-1-1 [24] getroffen. So darf eine eventuell vorhandene Durchstanzbewehrung ausschließlich bei Platten ab einer Dicke von mindestens 200 mm berücksichtigt werden. Des Weiteren werden Regelungen zur minimal vorhandenen oberen und unteren Bewehrung von Flachdecken im Bereich der Stützen getroffen. Diese Mindestbewehrung dient zum einen dazu, dass sich der Durchstanzwiderstand aufbauen kann und soll zum anderen einen progressiven Kollaps der Decke vermeiden. Ähnliche Regelungen zur Vermeidung eines Kollapses finden sich auch im deutschen nationalen Anhang DIN EN 1992-1-1/NA [26].

2.5.2 Bemessung nach SIA 262 (Schweiz) [27]

Druckfestigkeit

In der Schweizer Norm ist der Bemessungswert der Betondruckfestigkeit ähnlich dem EC2 [4] geregelt, jedoch werden zwei Umrechnungsfaktoren berücksichtigt. Die Formel lautet daher:

$$f_{cd} = \frac{\eta_{fc} \eta_t f_{ck}}{\gamma_c} \quad (23)$$

Dabei ist

- η_{fc} Umrechnungsfaktor zur Berücksichtigung des spröden Bruchverhaltens von Beton höherer Festigkeit
- η_t Umrechnungsfaktor für Betonfestigkeiten zur Berücksichtigung von Einwirkungsdauer und Betonalter

Die Werte sind gemäß [27] aus den Kapiteln 4.2.1.2 und 4.2.1.3 zu entnehmen. Aufgrund des Umrechnungsfaktors η_{fc} ergeben sich bei festeren Betonen geringere Festigkeiten als die in [4] zugelassenen.

Bei dreiaxialer Druckbeanspruchung kann ein erhöhter Bemessungswert der Betondruckfestigkeit angesetzt werden. Dabei erhöht sich der Bemessungswert f_{cd} um den Faktor k_c wie folgt:

$$k_c = 1 - 4 \frac{\sigma_1}{f_{cd}} \leq 4 \quad (24)$$

Bei der Bestimmung des negativen Manteldrucks σ_1 , welcher beispielsweise durch die Umschnürobewehrung einer Stütze hervorgerufen werden kann (siehe Abbildung 24), wird zwischen Kreis- und Rechteckquerschnitt wie folgt unterschieden:

$$\sigma_1 = -\omega_c f_{cd} \left(1 - \frac{s_c}{d_c}\right) \quad (\text{Kreisquerschnitte}) \quad (25)$$

$$\omega_c = \frac{A_{sc} f_{sd}}{s_c d_c f_{cd}} \quad (26)$$

$$\sigma_1 = -\omega_c f_{cd} \left(1 - \frac{s_c}{a_c}\right) \left(1 - \frac{s_c}{b_c}\right) \quad (\text{Rechteckquerschnitte}) \quad (27)$$

$$\omega_c = \text{Min} \left(\omega_y = \frac{A_{sy} f_{sd}}{a_c s_c f_{cd}}, \omega_z = \frac{A_{sz} f_{sd}}{b_c s_c f_{cd}} \right) \quad (28)$$

Der Bereich der erhöhten Betondruckfestigkeit beschränkt sich auf den innerhalb einer Umschnürung liegenden Beton, da der Beton außerhalb der Umschnürung abplatzen kann.

Im Fall einer örtlichen Pressung, darf der Bemessungswert der Betondruckfestigkeit erhöht werden. Besteht dabei keine Veranlassung zur Lastausbreitung, weil die Last sogleich wieder konzentriert wird, wie dies im Stützen-Deckenknoten der Fall ist, darf der Beiwert zur Erhöhung der Betondruckfestigkeit k_c gemäß Gleichung (24) verwendet werden.

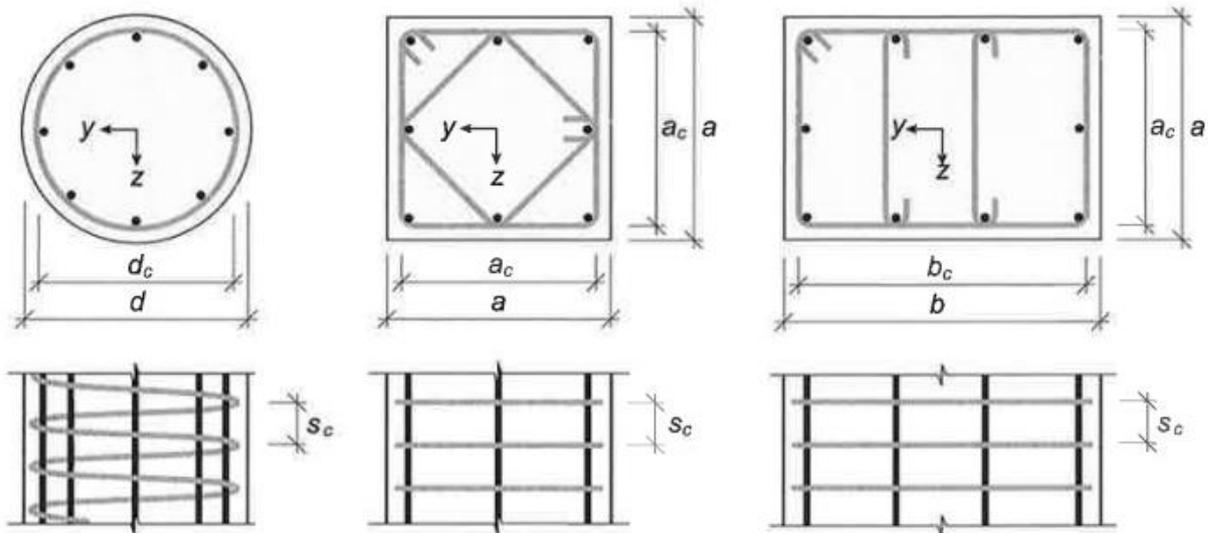


Abbildung 24: Druckglieder mit Umschnürungsbewehrung (aus [27])

Stützenbemessung

Während der EC 2 bei einer Druckbeanspruchung die Bruchdehnung auf ϵ_{c2} begrenzt, lässt die SIA 262 eine höhere Bruchdehnung von 3,0 ‰ zu. Dadurch kann der Bemessungswert der Streckgrenze des SAS 670/800 ohne Berücksichtigung der Kriech- und Schwindverformungen voll ausgenutzt werden. Des Weiteren kann bei der Stützenbemessung, zufolge des günstigen mehraxialen Druckzustands durch die Umschnürungswirkung der Bewehrung, der Bemessungswert der Betondruckfestigkeit nach Gleichung (24) bis (28) erhöht werden.

Der Nachweis der Druckglieder auf Knicken ist ähnlich dem EC2 [4] geregelt. Die Exzentrizität einer Stütze wird unterteilt zufolge Lastausmitte, Imperfektionen und Systemverformungen. Wie in [4] gibt es neben der genauen Berechnung nach Theorie II. Ordnung vereinfachende Nachweisverfahren. Bei diesen Näherungsverfahren wird die Verformung zufolge Theorie II Ordnung abgeschätzt. Näheres kann in SIA 262:2013, Kapitel 4.3.7 Druckglieder [27], nachgelesen werden.

Durchstanzen

Unterschiede der österreichischen zur Schweizer Norm ergeben sich bei der Normierung des Durchstanzens. Während in [4] ein Nachweis auf Spannungsebene im kritischen Rundschnitt, welcher sich im Abstand von $2d$ zur Stützenaußenkante befindet, wird in der SIA 262 ein Nachweis auf Ebene der Kräfte geführt. Dazu wird im Abstand $0,5d_v$ (ident dem d des EC 2) zur Stütze geschnitten und über die Fläche des Schnittes und die aufnehmbare Schubspannung der Durchstanzwiderstand $V_{Rd,c}$ berechnet. Dabei wird mittels einem Beiwert k_r die Bauteilgröße, die Plattenrotation und das verwendete Maximalkorn berücksichtigt. Dieser Widerstand wird anschließend mit der einwirkenden Querkraft V_{Ed} verglichen. Bei der Ermittlung von V_{Ed} wird die Momentenübertragung von der Stütze in die Platte mittels einem Abminderungsbeiwert berücksichtigt. Ist die einwirkende Querkraft kleiner gleich dem Bemessungswiderstand, so ist keine Durchstanzbewehrung erforderlich. Der Durchstanzwiderstand einer Platte mit Durchstanzbewehrung setzt sich aus dem Anteil des Durchstanzwiderstands der Platte $V_{Rd,c}$ und dem Durchstanzwiderstand der Bewehrung $V_{Rd,s}$ zusammen. Des Weiteren wird in [27] zur Vermeidung eines progressiven Kollapses ein Nachweis zur Sicherung gegen Totaleinsturz geführt. Die genaue Führung der Nachweise ist aus [27], Kapitel 4.3.6 Durchstanzen, zu entnehmen.

2.5.3 Bemessung nach fib Model Code for Concrete Structures 2010 [28]

Druckfestigkeit

Der Bemessungswert der einaxialen Betondruckfestigkeit f_{cd} berechnet sich ident der Gleichung (14) aus [4].

Die mehraxiale Druckfestigkeit von Beton regelt der Model Code [28] in Kapitel 5.1.6. Dabei wird für den mehraxialen Spannungszustand ein Versagenskriterium definiert. Es werden neben den Invarianten des Spannungsdeviators und des Spannungstensors diverse Eigenschaften des Betons, wie beispielsweise die mittlere Druck- und Zugfestigkeit des Betons, berücksichtigt. Beton, welcher in der Querdehnung behindert wird, ist in Kapitel 7.2.3.1.6 eigens geregelt. Dabei wird ein Faktor zur Erhöhung der Druckfestigkeit und der Stauchung angegeben. Die Berechnung ergibt sich wie folgt

$$\frac{f_{ck,c}}{f_{ck}} = 1 + 3,5 \left(\frac{\sigma_2}{f_{ck}} \right)^{\frac{3}{4}} \quad (29)$$

$$\varepsilon_{c2,c} = \varepsilon_{c2} \left[1 + 5 \left(\frac{f_{ck,c}}{f_{ck}} - 1 \right) \right] \quad (30)$$

Dabei geht die seitliche Umschnürung mittels der Spannung σ_2 in die obige Gleichung ein. Die Berechnung ist ähnlich den Gleichungen (25) bis (28) aus [27]. Wird die erhöhte Druckfestigkeit in der Beweisführung verwendet, muss die Umschnürung des Betons auch nach Abplatzen der Betondeckung sichergestellt sein. Daraus folgt, dass die höhere Betondruckfestigkeit nur innerhalb der Bügel angesetzt werden darf. Auch muss der Abstand der Umschnürungsbewehrung ausreichend gering gewählt sein, um ein Ausknicken der Längsbewehrung zu verhindern.

Stützenbemessung

Der von der International Federation for Structural Concrete herausgegebene Model Code 2010 [28] ist in vielen Bereichen ähnlich der SIA 262 [27] bzw. dem Eurocode [4]. So ist die Bruchdehnung bei reiner Druckbeanspruchung gleich dem EC 2 mit ε_{c2} begrenzt. In Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit ergibt sich dabei ein Wert von rund 2,0 bis 2,7 ‰.

Der Nachweis der Druckglieder auf Knicken erfolgt ähnlich der SIA 262 bzw. dem EC 2, welche beide neben einer genauen Berechnung nach Theorie II. Ordnung ein vereinfachtes Nachweisverfahren erlauben.

Durchstanzen

Die einwirkende Querkraft V_{Ed} berechnet sich aus der Summe der auf einen Basiskontrollumfang b_1 einwirkenden Schubspannungen. Die effektive Plattendicke, welche den einwirkenden Schubspannungen Widerstand leistet, ergibt sich aus dem Abstand des Schwerpunkts der oberen Bewehrungslagen zum Plattenaufleger. Zur Ermittlung des Basiskontrollumfangs wird im Abstand $0,5 d$ vom Stützenrand geschnitten. Für die Berechnung des Durchstanzwiderstands ist der Schubwiderstandsumfang b_0 notwendig. Dieser ergibt sich aus einer Abminderung des Basiskontrollumfangs und berücksichtigt die ungleichmäßige Verteilung der Schubkräfte entlang des Basiskontrollumfangs. Der Durchstanzwiderstand ergibt sich ähnlich der Schweizer Norm [27] aus einem Anteil des Durchstanzwiderstands der Platte $V_{Rd,c}$ und dem Durchstanzwiderstand der Bewehrung $V_{Rd,s}$. Auch der Model Code berücksichtigt im Gegensatz zum EC2 [4] bei der Berechnung des Durchstanzwiderstandes die Plattenrotation sowie die Korngröße des Betons. Wie bei den vorherigen Normen ist auch in [28] die Verwendung einer Kollapsbewehrung zur Vermeidung eines progressiven Einsturz der Decke geregelt.

2.5.4 Bemessung nach ACI 318-14 (Vereinigten Staaten von Amerika) [13]

Druckfestigkeit

Die Druckfestigkeit des Deckenbetons im Knotenbereich wird im ACI 318-14 [13] ausdrücklich in Kapitel 15 Lastdurchleitung bei Stützen-Deckenknoten geregelt. Ist die Druckfestigkeit der Stütze kleiner gleich dem 1,4-fachen der Druckfestigkeit der Decke, so sind keine weiteren Maßnahmen erforderlich und demnach ist die Lastdurchleitung gegeben. Übersteigt das Verhältnis der Druckfestigkeiten von Stütze zu Decke den Wert 1,4, so sieht die Norm drei Bemessungsansätze vor.

- Im Bereich des Stützen-Deckenknoten ist ein Beton mit der gleichen Druckfestigkeit wie jene des Stützenbetons einzubringen. Dieser Bereich soll in einem minimalen Abstand von 2 ft (ca. 61 cm) vom Stützenrand auf die gesamte Dicke der Decke eingebracht und mit dem geringer festen Deckenbeton verbunden werden.
- Der Bemessungswert der Druckfestigkeit des Knotenbereichs soll gleich der Zylinderdruckfestigkeit des Deckenbetons angenommen werden. Um diese voll ausnutzen zu können, sind vertikale Dorne und eine Spiralbewehrung im Knotenbereich zu verwenden.
- Unter der Voraussetzung, dass der Stützen-Deckenknoten allseitig von Deckenbeton umgeben ist, kann eine erhöhte Druckfestigkeit zur Bemessung verwendet werden. Diese ergibt sich durch Addition aus 75% der Stützenfestigkeit und 35% der Deckenfestigkeit. Dies würde bedeuten, dass bei steigender Stützenfestigkeit auch die Deckenfestigkeit im Knoten steigen würde. Ospina und Alexander [8] erkannten bei Ihren Versuchen 1998, dass dies vor allem bei stark belasteten Decken nicht zutrifft und zu Ergebnissen auf der unsicheren Seite führt. Eine Erhöhung der effektiven Druckfestigkeit im Knotenbereich ist nach [8] nur bis zu einem Faktor von 2,5 möglich. Diese Grenze wurde im Jahr 2002 in den ACI übernommen.

Stützenbemessung

Die Bruchdehnung wird in der amerikanischen Norm ACI 318-14 [13] mit 3,0 ‰ angegeben. Dadurch ist wie bei der SIA 262 [27] die Ausnutzung der Streckgrenze des SAS 670/800 ohne Berücksichtigung der Kriech- und Schwindverformungen möglich.

Weiters muss bei der Bemessung von Druckgliedern unter Einhaltung einer gewissen Schlankheit der Nachweis des Knickens nicht geführt werden. Ist diese Schlankheit nicht eingehalten, so ist der Nachweis zu führen. Dazu unterscheidet die Norm zwischen unverschieblichen und verschieblichen Systemen. Um ein unverschiebliches System handelt es sich demnach, wenn eine der beiden folgenden Bedingungen eingehalten wird

- Die Auswirkungen zufolge Theorie II. Ordnung sind nicht höher als 5 % der Endmomente der Stütze nach Theorie I. Ordnung
- Der Stabilitätsindex Q ist nicht größer 0,05

Der Stabilitätsindex Q berechnet sich dabei wie folgt:

$$Q = \frac{\sum P_u \Delta_o}{V_{us} l_c} \quad (31)$$

Der Stabilitätsindex Q ist dabei maßgebend abhängig von der Summe der einwirkenden Vertikallasten P_u und der einwirkenden Querkraft V_{us} auf dem gesamten betrachteten Geschoß. Δ_o ist dabei die relative Querverschiebung zwischen dem oberen und dem unteren Geschoß zufolge der einwirkenden

Querkraft V_{us} nach Theorie I. Ordnung. Die Höhendifferenz zwischen den betrachteten Geschoßen ist dabei die Länge l_c .

Ähnlich dem Ansatz des EC2 [4] wird auch im ACI 318-14 [13] der Einfluss aus Theorie II. Ordnung durch Erhöhung des Moments nach Theorie I. Ordnung berücksichtigt. Für den Fall eines unverschieblichen Systems berechnet sich dieses erhöhte Moment M_c durch Multiplikation des Moments nach Theorie I. Ordnung mit dem Vergrößerungsfaktor δ . Dieser berechnet sich zu:

$$\delta = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0,75P_c}} \leq 1,0 \quad (32)$$

Dabei ist

- C_m ein Umrechnungsfaktor welcher die Endmomente der Stütze berücksichtigt
- P_u die auf die Stütze einwirkende Vertikallast
- P_c die kritische Knicklast

Das Moment nach Theorie I. Ordnung ist dabei mit einem minimalen Moment, welches von der einwirkenden Vertikallast P_u und dem Stützenquerschnitt abhängig ist, nach unten begrenzt. Durch dieses minimale Moment werden Imperfektionen und dergleichen berücksichtigt.

Im Falle eines verschieblichen Systems können die Endmomente der Stütze unter Einhaltung gewisser Grenzen nach einem Näherungsverfahren ähnlich dem des unverschieblichen Systems berechnet werden oder aber nach Theorie II. Ordnung. Näheres dazu kann in [13] nachgelesen werden.

Durchstanzen

Der Durchstanzwiderstand ergibt sich aus dem Durchstanzwiderstand des Betons und dem Durchstanzwiderstand der Bewehrung. Der Durchstanzwiderstand berechnet sich wie folgt

$$v_n = v_c + v_s \quad (33)$$

Dabei ist

- v_n der gesamte Durchstanzwiderstand
- v_c der Durchstanzwiderstand des Betons
- v_s der Durchstanzwiderstand der Durchstanzbewehrung

Der Nachweis des Durchstanzen wird im kritischen Schnitt geführt, welcher sich im Abstand $0,5 d$ der Stütze befindet. An dieser Stelle wird eine aufnehmbare Querkraft ermittelt. Ist diese ausreichend groß, so ist keine Durchstanzbewehrung erforderlich. Ist dies nicht der Fall, müssen weitere kritische Schnitte geführt werden. Hier unterscheidet die Norm zwischen den verschiedenen Durchstanzbewehrungen. Die Notwendigkeit einer Kollapsbewehrung wird auch von der Amerikanischen Norm definiert. Näheres dazu kann in [13], Kapitel 22.6.5f, nachgelesen werden.

2.5.5 Bemessung nach AS 3600:2014 (Australien) [29]

Druckfestigkeit

Die Druckfestigkeit des Deckenbetons im Knotenbereich ist auch in der australischen Norm AS 3600:2014 [29] explizit mittels der Weiterleitung der Kräfte der Stütze durch den Deckenbeton geregelt. Dabei äußert sich die Norm wie folgt:

Ist die Druckfestigkeit des Deckenbetons größer gleich 75% der Druckfestigkeit des Stützenbetons und wird die Längsbewehrung der Stütze durch den Knoten nicht unterbrochen, so ist im Allgemeinen die Weiterleitung der Kräfte durch den Deckenbeton möglich.

Ist die Druckfestigkeit des Deckenbetons kleiner als 75% der Druckfestigkeit des Stützenbetons, so ist eine zusätzliche durch den Knoten verlaufende Längsbewehrung vorzusehen. Des Weiteren lässt die Norm für den Fall eines mehraxialen Druckzustandes eine Erhöhung der Betondruckfestigkeit zu. Bei einem Stützen-Deckenknoten einer Innenstütze ist dies im Knotenbereich, aufgrund des umgebenden Deckenbetons, gegeben. Diese erhöhte Druckfestigkeit f'_{ce} berechnet sich für daher wie folgt:

$$f'_{ce} = \left[1,33 - \frac{0,33}{h/D_c} \right] f'_{cs} + \frac{0,25}{h/D_c} f'_{cc} \quad (34)$$

mit den Grenzen

$$\min(f'_{cc}, 1,33f'_{cs}) \leq f'_{ce} \leq \min(f'_{cc}, 2,5f'_{cs}) \quad (35)$$

Dabei ist

f'_{cc}	die Druckfestigkeit des Stützenbetons
f'_{cs}	die Druckfestigkeit des Deckenbetons
h	die Höhe der Decke
D_c	die kleinste Fläche der anschließenden Stützen

Näheres kann in [29] nachgelesen werden.

Stützenbemessung

Die Vorgehensweise bei der Bemessung von Stützen nach der australischen Norm AS 3600 ist ähnlich der amerikanischen Norm ACI 318-14 [13]. In Abhängigkeit der Schlankheit wird unterteilt in gedrungene Stützen, für die der Nachweis des Knickens nicht erbracht werden muss und in schlanke Stützen, für die der Nachweis des Knickens erbracht werden muss. In weiterer Folge unterscheidet die Norm zwischen verschieblichen und nicht verschieblichen Stützen. Demnach wird eine nicht verschiebliche Stütze als gedrungene Stütze betrachtet, wenn entweder

$$L_c/r \leq 25 ; \text{ oder} \quad (36)$$

oder

$$L_c/r \leq \alpha_c (38 - f'_c/15)(1 + M_1^*/M_2^*) \quad (37)$$

erfüllt ist. Eine verschiebliche Stütze hingegen wird als gedrunge erachtet, wenn:

$$L_c/r \leq 22 \quad (38)$$

erfüllt ist.

Dabei ist

- L_c die Knicklänge der Stütze, welche sich aus der Länge der Stütze multipliziert mit dem Faktor k ergibt. Der Faktor k kann aus Abbildung 25 entnommen werden.
- r der Trägheitsradius
- α_c ein Beiwert in Abhängigkeit der einwirkenden Normalkraft
- M_1^*, M_2^* die Stützenendmomente

	Braced column			Unbraced column		
Buckled shape						
Effective length factor (k)	0.70	0.85	1.00	1.20	2.20	2.20
Symbols for end restraint conditions	= Rotation fixed, translation fixed = Rotation fixed, translation free = Rotation free, translation fixed = Rotation free, translation free					

Abbildung 25: Faktor k zur Berechnung der Knicklänge in Abhängigkeit der Einspannung (aus [29])

Auffallend sind hier die im Vergleich zum EC2 [4] unterschiedlichen Beiwerte der Knicklängen, welche zum Teil konservativer gewählt sind.

Ist die auf die Stütze einwirkende Normalkraft geringer als $0,1 \cdot f_c \cdot A_g$, wobei A_g der Bruttoquerschnitt der Stütze ist, so kann die einwirkende Normalkraft vernachlässigt und die Stütze auf Biegung bemessen werden. Für Stützen, die nur einer geringen Biegebeanspruchung ausgesetzt sind, kann unter bestimmten Voraussetzungen, siehe Kapitel 10.3.3 aus [29], die Stütze nur auf Normalkraft nachgewiesen werden.

Können die oben angeführten Grenzwerte der Schlankheit nicht eingehalten werden, müssen die Effekte zufolge Knicken berücksichtigt werden. Dazu wird das nach Theorie I. Ordnung berechnete maßgebende Moment mit einem Vergrößerungsfaktor δ multipliziert. Bei diesem Momentenvergrößerungsverfahren wird ebenfalls zwischen ausgesteiften und nicht ausgesteiften Stützen unterschieden. Demnach berechnet sich der Vergrößerungsfaktor für ausgesteifte Stützen δ_b zu:

$$\delta_b = k_m / (1 - N^* / N_c) \geq 1,0 \quad (39)$$

Dabei ist

N_c die Knicklast (siehe [29])

Der Beiwert k_m errechnet sich zu:

$$k_m = (0,6 - 0,4 M_1^* / M_2^*) \geq 0,4 \quad (40)$$

Für den Fall einer signifikanten Belastung quer zur Längsachse der Stütze oder dem Fehlen genauerer Angaben sollte der Wert auf der sicheren Seite liegend zu 1,0 angenommen werden.

Der Vergrößerungsfaktor δ für nicht ausgesteifte Stützen ergibt sich aus dem größeren Wert des Vergrößerungsfaktor δ_b für ausgesteifte Stützen und dem Vergrößerungsfaktor δ_s , welcher sich für alle Stützen eines Geschoßes wie folgt berechnet:

$$\delta_s = 1 / (1 - \sum N^* / \sum N_c) \quad (41)$$

Dabei ist

$\sum N^*$	die Summe der einwirkenden Normalkräfte auf alle Stützen eines Geschoßes
$\sum N_c$	die Summe der Knicklasten aller Stützen eines Geschoßes

Anschließend kann der Nachweis der Normalkraft und des Biegemoments erbracht werden (siehe dazu [29]). Weiters zu beachten ist, dass im Allgemeinen die Stauchung der Bewehrung auf 3,0 ‰, für den Fall eines vollgedrückten Querschnitts auf 2,5 ‰ begrenzt ist. Demnach könnte die Streckgrenze eines Bewehrungsstahls der Güte B550 voll ausgenutzt werden, die Streckgrenze eines SAS 670/800 jedoch nicht. Somit wäre auch hier die Berücksichtigung der Verformungen zufolge Kriechen und Schwinden für die volle Ausnutzung der Bewehrung notwendig. Wie die SIA 262 lässt auch die australische Norm AS 3600 im durch die Bügelbewehrung umschnürten Kernbereich der Stütze eine Erhöhung der Druckfestigkeit zu. Ähnlich der SIA 262 ist der Beiwert der erhöhten Druckfestigkeit abhängig von der Geometrie der Stütze und der Bewehrung.

Durchstanzen

Der Nachweis des Durchstanzens wird im kritischen Schnitt im Abstand $0,5 d$ geführt. Wie bei allen Normen, werden auch hier eventuell vorhandene Öffnungen und freie Plattenränder im Nahbereich der Stütze berücksichtigt. Zur Ermittlung des Durchstanzwiderstands der Decke unterscheidet der Australian Standard ob eine Biegebeanspruchung vorliegt oder nicht. Ist kein Biegemoment vorhanden, unterteilt die Norm weiter ob eine Durchstanzbewehrung vorhanden ist. Der Durchstanzwiderstand einer Decke ohne Durchstanzbewehrung und ohne Momentenbeanspruchung ergibt sich zu

$$V_{uo} = u \cdot d_{om} (f_{cv} + 0,3\sigma_{cp}) \quad (42)$$

Dabei ist

V_{uo}	der Durchstanzwiderstand einer Decke ohne Momentenbeanspruchung
u	der Umfang des kritischen Rundschnitts
d_{om}	der Mittelwert der statischen Nutzhöhe
f_{cv}	die Schubfestigkeit des Betons
σ_{cp}	die effektive Vorspannkraft

Für den Fall eines vorhandenen Biegemoments gibt die Norm in Abhängigkeit der Durchstanzbewehrung verschiedene Formeln zur Ermittlung der aufnehmbaren Querkraft an. Zur Sicherung gegen einen Einsturz ist auch im Australian Standards eine Kollapsbewehrung gefordert. Genaueres dazu kann in Kapitel 9.3 nachgelesen werden.

In der folgenden Tabelle werden die Normen und deren unterschiedliche Ansätze für die zulässige Bruchstauchung der Stützen sowie die Bemessung der Stützen zusammengefasst und verglichen.

EN 1992-1-1	Bruchdehnung für reine Druckbeanspruchung begrenzt auf ϵ_{c2} (in Abhängigkeit der Betonfestigkeitsklasse ca. 2,0 bis 2,6 ‰) Druckfestigkeit der Stütze = einaxiale Druckfestigkeit f_{cd}
SIA 262	Bruchdehnung immer 3,0 ‰ Erhöhte Druckfestigkeit im Stützenbereich durch Umschnürung der Bewehrung
fib 2010	Bruchdehnung in Abhängigkeit der Betonfestigkeitsklasse (gleich wie EN 1992-1-1) Erhöhte Druckfestigkeit im Stützenbereich (gleich SIA 262)
ACI 318-14	Bruchdehnung immer 3,0 ‰ Zusätzlich zur Druckfestigkeit der Stütze ist die Druckfestigkeit der Decke im Stützen-Deckenknoten explizit geregelt
AS 3600	Bruchdehnung für reine Druckbeanspruchung begrenzt auf 2,5 ‰ Wie im ACI 318-14 ist zusätzlich zur Druckfestigkeit der Stütze die Druckfestigkeit der Decke im Stützen-Deckenknoten explizit geregelt

Tabelle 3: Zusammenfassung und Vergleich der Bruchstauchung und der Stützenbemessung

2.5.6 Europäische Technische Zulassung für Hochfesten Bewehrungsstahl [1]

Die Anwendungsregeln zur Bemessung im EC2 gelten für Betonstähle mit einer Streckgrenze zwischen 400 und 600 N/mm². Aufgrund der höheren Streckgrenze des SAS 670/800 von 670 N/mm² ist dessen Bemessung nach [4] somit nicht zulässig. Des Weiteren begrenzt [4] den maximalen Durchmesser der Bewehrung, welcher bei den großen zur Verfügung stehenden Durchmessern des SAS 670/800 ebenfalls nicht eingehalten werden kann. Erst die europäische technische Zulassung ETA 13/0840 [1] ermöglicht den Einsatz des SAS 670/800 unter Einhaltung von [4].

Dazu erlaubt die Zulassung [1] die Verwendung des SAS 670/800 trotz höherer Streckgrenze sowie größeren Durchmessern. Des Weiteren darf der maximale Bewehrungsgrad bis zu 20 % der Querschnittsfläche betragen. Der Einsatzbereich liegt sowohl im Ortbeton- als auch im Fertigteilbau und richtet sich vor allem an Bauteile, welche unter einer maßgebenden Druckbeanspruchung stehen, wie dies bei Stützen oder auch Wänden der Fall ist. Um hochfesten Bewehrungsstahl einsetzen zu können, fordert die Zulassung [1] eine Druckfestigkeit des verwendeten Betons zwischen C25/30 und C80/95. Die Zulassung gibt in Abhängigkeit des Durchmessers der Längsbewehrung den minimalen Durchmesser sowie den maximalen Abstand der Bügel an. Ab einem Durchmesser von 57,5 mm darf die Längsbewehrung keine Krümmung aufweisen. Bei kleineren Durchmessern sind die Forderungen bezüglich der Biegeradien dem EC2 [4] zu entnehmen.

Hinsichtlich des Korrosionsschutzes und der Feuerbeständigkeit der Bewehrung wird eine angemessene Betondeckung gefordert. Da es sich beim SAS 670/800 um einen Gewindestahl handelt, ist es möglich die Bewehrungsstäbe mittels einer Anker Mutter zu verankern bzw. über Muffen zu verbinden. Mit den Muffenverbindungen ist es möglich alle Längsbewehrungsstäbe in einem Querschnitt zu stoßen, die Empfehlung liegt jedoch bei 50 %.

Der EC2 [4] begrenzt die maximale Stauchung für voll gedrückte Querschnitte auf 2,0 ‰. Da die Streckgrenze des SAS 670/800 im Grenzzustand der Tragfähigkeit bei rund 2,8 ‰ liegt (siehe Tabelle 2), würde dessen Fließgrenze nicht voll ausgenutzt werden können. Deswegen erlaubt die Zulassung die Berücksichtigung von Kriechen und Schwinden, um so die Streckgrenze des SAS 670/800 ausnutzen zu können. Die Bemessung erfolgt analog [4].

3 Entwicklung des neuen Stützen-Deckenknotens

3.1 Allgemeine Beschreibung

Der Grundgedanke der Ausführungsform mit einem variablen Querschnitt mit Aufweitungen im Nahbereich der Decke, ist jener, durch die größere Querschnittsfläche einen größeren Deckenbereich zu belasten und dadurch eine höhere Tragfähigkeit zu generieren. Zusätzlich dazu ergibt sich aufgrund des vergrößerten Deckenbereichs eine geringere Spannung in der Decke und damit einhergehend eine geringere Verformung. Ein solcher Stützen-Decken ist in Abbildung 26 zu sehen. Die Aufweitung sollte dabei so groß gewählt werden, dass die gesamte in der Stütze enthaltene Kraft ohne zusätzliche Maßnahmen durch die Decke geführt werden kann.. Am unteren Ende der oberen Stütze ist eine Stahlplatte angebracht. Die Fuge zwischen Stahlplatte und Deckenbeton wird mit Mörtel vergossen. Die Anbindung der Decke an die untere Stütze erfolgt durch Anbetonieren der Decke auf die Stütze.

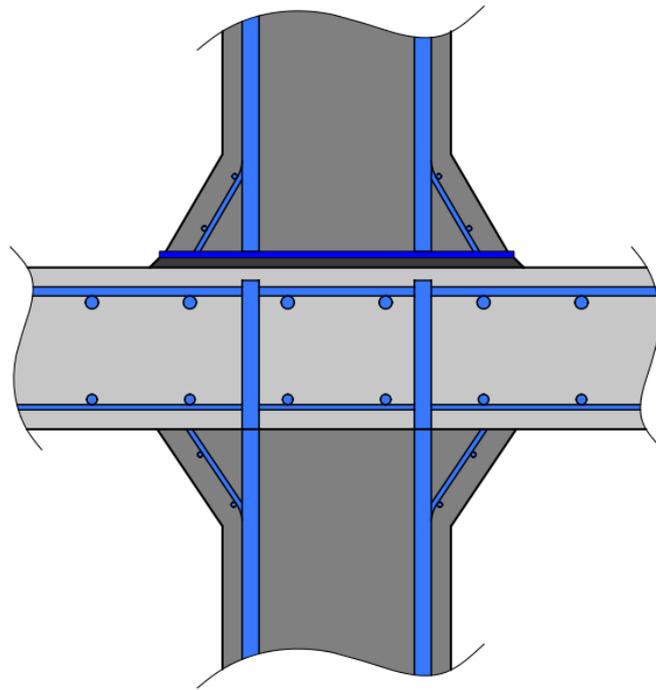


Abbildung 26: Stützen-Deckenknoten in Fertigteilbauweise mit vergrößerten Querschnittsabmessungen im Endbereich der Stütze

Vorteile bei dieser Ausführungsvariante ergeben sich in der Herstellung, da Montagearbeiten diverser Einbauteile entfallen. Insbesondere wird das Risiko eines nicht korrekt eingebrachten Einbauteils abgewandt. Die zur Herstellung der Aufweitung notwendigen Arbeitsschritte beschränken sich daher auf Schal- und Bewehrungsarbeiten im Fertigteilwerk. Zum einen muss die Schalung an den variablen Stützenquerschnitt angepasst werden, zum anderen muss die Aufweitung bei der Führung der Bewehrung berücksichtigt werden. Die Bewehrungsführung ist in der obigen Abbildung 26 gut zu erkennen. Die hochfesten Bewehrungsstäbe der unteren Stütze werden entlang der Stützenlängsachse bis knapp unter die Deckenoberkante geführt, ohne dabei gekrümmt oder geknickt zu werden. Entlang der Aufweitung muss daher eine zusätzliche Längsbewehrung eingebracht werden. Durch die Umlenkung der Druckkräfte entlang der Aufweitung entstehen im Stützenquerschnitt Zugkräfte, welche durch eine geeignete

Umschnürungsbewehrung aufgenommen werden müssen. Daher muss eine zusätzliche Bügelbewehrung entlang der Aufweitung geführt werden. Zusätzlich dazu werden jene Bügel, welche die hochfeste Längsbewehrung umschnüren, ebenfalls bis zu deren Enden geführt, um ein mögliches Ausknicken ebendieser Längsbewehrung zu verringern. Der Mehraufwand der Schalungsarbeiten zur Herstellung der Aufweitung relativiert sich, wenn die Anzahl des gleichen Stützentyps steigt. Diese Tatsache liegt naturgemäß im Sinne des Fertigteilbaus.

Ein weiterer Vorteil liegt darin, dass durch den größeren Stützenquerschnitt der Durchstanzwiderstand der Decke erhöht wird. Demnach ist es sinnvoll die Aufweitung mindestens so groß zu wählen, dass keine zusätzliche Durchstanzbewehrung in der Decke benötigt wird. Die weiteren Berechnungen werden zeigen, auf welche Größe sich die minimale Querschnittsaufweitung beziffert. Zuvor müssen jedoch einige Materialparameter für die numerische Berechnung mit Hilfe einer Referenzstütze validiert werden.

3.2 Referenzstütze

Grundgedanke bei der Erstellung der Referenzstütze ist jener, die Materialkennwerte möglichst realitätsnahe anzunehmen, insbesondere um bei der numerischen Berechnung Ergebnisse zu erhalten, welche möglichst nahe den Ergebnissen nachfolgender Versuche sind. Dazu wird die Tragfähigkeit der Referenzstütze händisch berechnet. Anschließend wird die Referenzstütze mit dem Programm Atena, Version 5, berechnet. In Abbildung 27 ist die Geometrie der Referenzstütze sowie die Lage der Bewehrung ersichtlich.

Die Referenzstütze hat einen quadratischen Querschnitt mit 30 cm Seitenlänge und eine Höhe von 300 cm. Die Betondeckung der Bügelbewehrung beträgt 4,0 cm. Die Bügel weisen einen Durchmesser von 12 mm auf und sind mit einem Abstand von 20 cm zueinander verlegt. Im Bereich der Stützenenden ist der Abstand auf 10 cm halbiert. Um eine ausreichende Betondeckung sicher zu stellen, sind die zwei äußersten Bügel an der Stützenober- sowie an der Stützenunterkante um 3,0 cm nach innen verschoben. Die Längsbewehrung ergibt sich aus 4 Stäben mit einem Durchmesser von jeweils 57,5 mm, und befindet sich in den Ecken der Bügel. Der Bewehrungsquerschnitt der Längsbewehrung A_s berechnet sich zu 103,87 cm², wodurch sich ein Bewehrungsgrad μ von 11,54 % ergibt.

Die für die Berechnung notwendigen Materialkennwerte für den Beton C70/85 als auch für den Bewehrungsstahl B550B wurden aus dem EC2 [4] entnommen. Für den SAS670/800 wurden die Werte aus dem Werkszeugnis des Stahlwerks Annahütte [30] entnommen. Für die Berechnungen wurden folgende Mittelwerte der Druckfestigkeit bzw. der Streckgrenze verwendet.

- Die mittlere Zylinderdruckfestigkeit $f_{c,m}$ für Beton der Festigkeitsklasse C70/85 beträgt nach [4] 78 N/mm²
- Die mittlere Streckgrenze $f_{y,m}$ des B550B beträgt 605 N/mm²
- Die mittlere Streckgrenze $f_{y,m}$ des SAS 670/800 mit einem Durchmesser von 57,5 mm beträgt laut Werkszeugnis des Stahlwerks Annahütte [30] 742 N/mm²

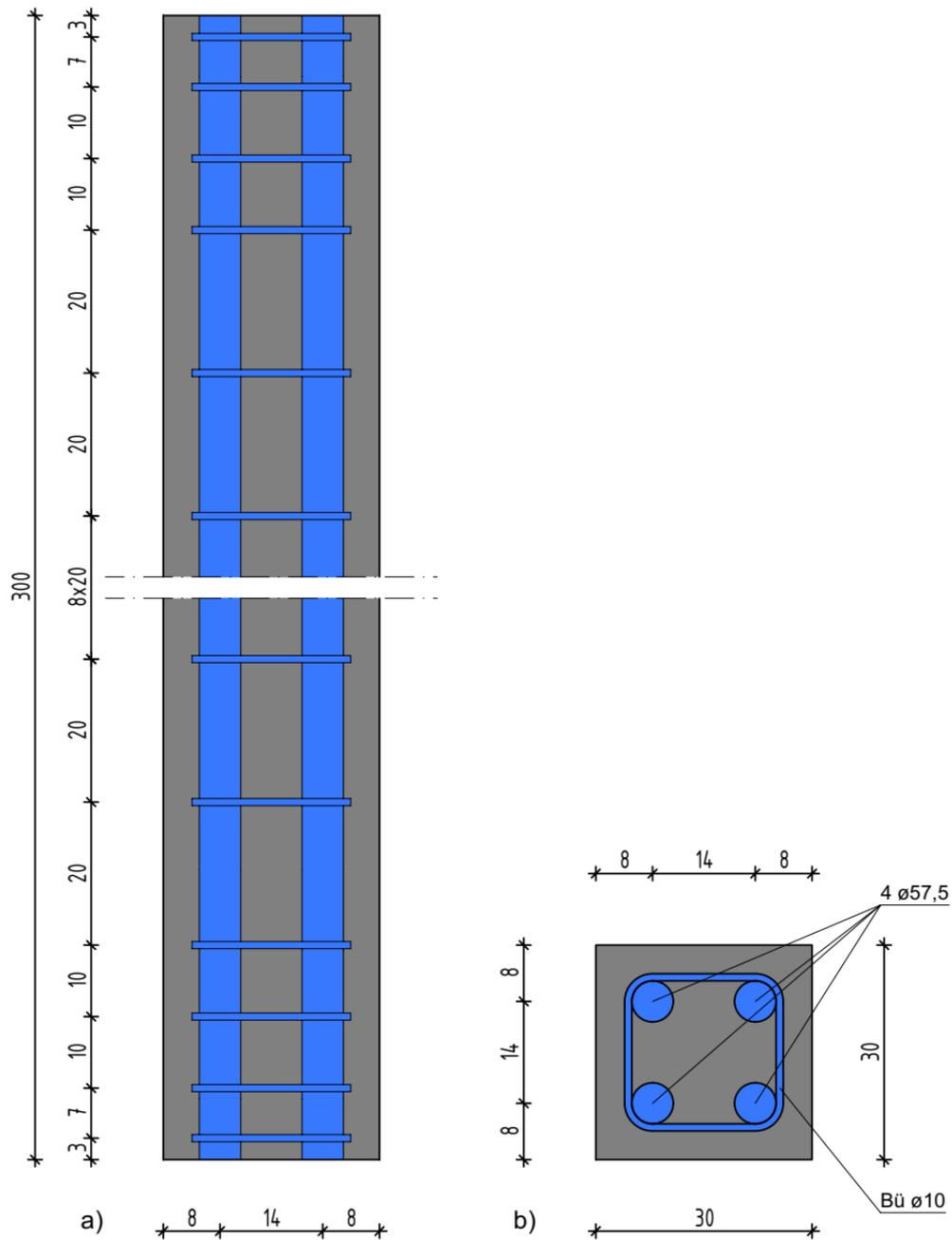


Abbildung 27: Referenzstütze a) Bewehrung im Aufriss, b) Bewehrung im Grundriss

Händische Berechnung

Die maximal aufnehmbare Normalkraft $N_{Rm,netto}$ wurde unter Ausschluss von Stabilitätsproblemen und unter Annahme der vollständigen Ausnutzung der Druckfestigkeit des Betons sowie der Streckgrenze des Bewehrungsstahls wie folgt berechnet:

$$N_{Rm,netto} = A_s \cdot f_{y,m} + A_{c,netto} \cdot f_{c,m} \quad (43)$$

Dabei ist

- A_s die Fläche des Bewehrungsstahls
- $f_{y,m}$ die mittlere Streckgrenze des Bewehrungsstahls
- $A_{c,netto}$ die Nettofläche des Stützenbetons
- $f_{c,m}$ die mittlere Druckfestigkeit des Stützenbetons

Die so errechnete Normalkraft $N_{Rm,netto}$ ergibt sich zu 13.971 kN bzw. 13,97 MN.

Numerische Berechnung

Für die numerische Berechnung werden die Programme GiD 10.0.9 sowie ATENA Studio 5.4.1 verwendet. Das Programm GiD dient zur Vor- als auch zur Nachbearbeitung von numerischen Simulationen. Dabei wird ein geometrisches Modell erzeugt, Materialverhalten zugewiesen sowie ein Netz zur Berechnung erstellt. Neben der Datenübertragung des Modelles in diverse Analysesoftware dient das Programm auch zur Darstellung der numerischen Ergebnisse. Im vorliegenden Fall wurde zur Berechnung wie auch zur Nachbearbeitung und Visualisierung der Ergebnisse das Berechnungsprogramm ATENA verwendet. ATENA ist eine Software, welche neben der nichtlinearen Analyse von Stahlbetonkonstruktionen auch der Ausgabe der Ergebnisse dient. Dazu kann das dreidimensionale Modell aufgeschnitten und die Spannungen, Verformungen, etc. dargestellt werden.

Dem Programm GiD liegen Linien-, Flächen- und Volumenelemente zu Grunde. Diesen Elementen wird ein Material zugewiesen. Dadurch erhalten die Elemente ihre Materialkennwerte wie etwa Steifigkeiten oder Festigkeiten. Dem Quader, welcher die Stütze darstellt, wird als Material die Betonsorte C70/85, und damit einhergehend auch dessen Eigenschaften zugewiesen. Den Linien, welche die Bügel darstellen, werden die Eigenschaften eines B550B, jenen Linien, welche die Längsbewehrung darstellen, werden die Eigenschaften des SAS 670/800 zugewiesen. Der Durchmesser der Bügel wird mit 12 mm, jener der Längsbewehrung mit 57,5 mm gewählt. Das Programm berücksichtigt jedoch nicht, dass an der Stelle der Bewehrung kein Beton vorhanden ist, sondern addiert zur Steifigkeit der Bewehrung auch die Steifigkeit des Betons. Die errechnete Normalkraft entspricht daher jener des Bruttoquerschnitts. Bei einer konventionell bewehrten Stütze ist die Differenz zwischen Brutto- und Nettoquerschnitt meist gering und kann daher vernachlässigt werden. Da jedoch im vorliegenden Fall ein Bewehrungsgrad von über 11 % vorhanden ist, wird die Differenz berücksichtigt. Dazu wird die Steifigkeit der Längsbewehrung SAS 670/800 um jene des Betons reduziert. Laut Zulassung [1] weist der SAS 670/800 einen E-Modul von 205.000 MPa auf, der des Betons C70/85 wird nach [4] mit 41.000 MPa angegeben. Der effektive E-Modul errechnet sich aus der Differenz der beiden E-Module zu 164.000 MPa.

Diese Steifigkeit wurde im Programm berücksichtigt und anschließend die Tragfähigkeit neu berechnet. Bei reduzierter Steifigkeit des SAS 670/800 ergab sich die aufnehmbare Normalkraft zu 14,65 MN bei einer Stauchung von 4,30 ‰. Somit konnte die Abweichung der mittels Atena numerisch berechneten Normalkraft zur händisch berechneten Normalkraft auf unter 5 % reduziert werden. Dieser effektive E-Modul dient als Grundlage für sämtliche weiteren Berechnungen. Abbildung 28 zeigt die vertikalen Spannungen der Referenzstütze bei maximaler Belastung. Die erhöhten Spannungen im Stützenanschnitt weisen auf die erhöhte Druckfestigkeit aufgrund des verhinderten Querdrucks hin. Nach einem kleinen Bereich der unregelmäßigen Spannungsverteilung zeigt die Stütze eine gleichmäßige Druckspannung im Bereich der einaxialen Festigkeit. In Abbildung 29 ist das Kraft-Stauchungs-Diagramm der Referenzstütze dargestellt. Die Bruchlast und die zugehörige Stauchung ist durch den schwarzen Punkt markiert.

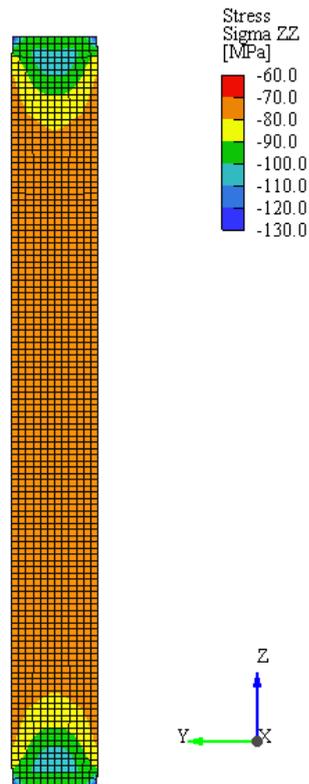
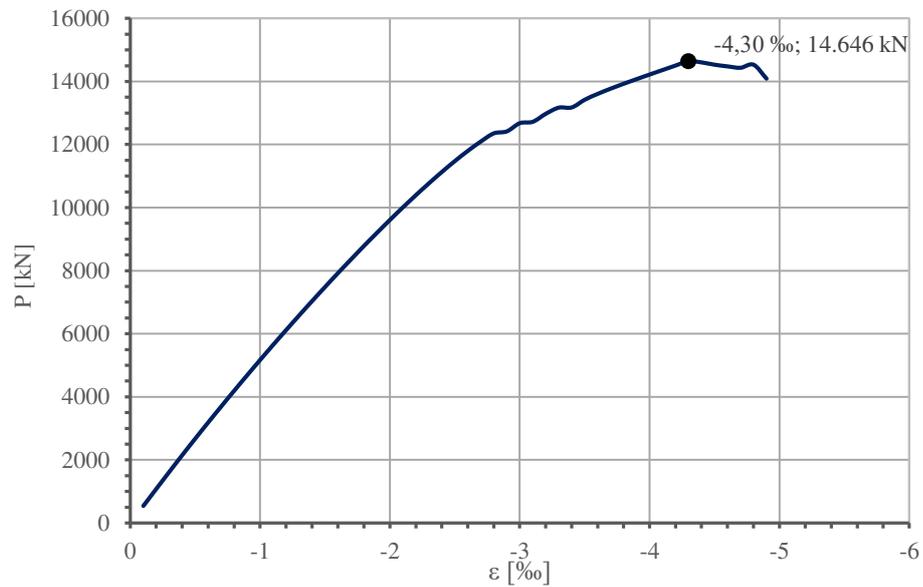
Abbildung 28: Spannungen in z-Richtung bei N_{\max} 

Abbildung 29: Kraft-Stauchungs-Diagramm der Referenzstütze

3.3 Berechnung der Deckenlasten auf einen Stützen-Deckenknотen

Nachdem mit Hilfe der Referenzstütze die Materialparameter angepasst wurden, wird ein Referenzstützen-Deckenknотen berechnet. Dieser dient als erste Berechnung zur Abschätzung der Verluste durch den Knотen. Die untere Stütze misst einen Meter in der Länge, die Längsbewehrung wird in die Decke geführt und endet ca. 1,5 cm unter der Deckenoberkante. Die obere Stütze misst ebenfalls einen Meter in der Länge. Die Längsbewehrung der oberen Stütze wird bis an das untere Ende der Stütze geführt, an welchem sich eine Stahlplatte mit einer Dicke von 1,0 cm befindet. Zwischen Deckenoberkante und Stahlplatte wird zur Verbindung von Decke und Stütze der Vergussmörtel V1/10 der Firma Pagel [31] eingebracht. Der Mörtel weist eine 28-Tage Würfeldruckfestigkeit von mind. 80 N/mm² auf. In der Berechnung wird der Vergussmörtel daher mittels einem Beton C80/95 simuliert. Nach [4] bezieht sich die mittlere Zylinderdruckfestigkeit $f_{c,m}$ für Beton der Festigkeitsklasse C80/95 auf 88 N/mm². Die Decke weist eine Dicke von 25 cm und eine Seitenlänge bei einem quadratischen Grundriss von 1,70 m auf. Ein Schnitt durch den Referenzstützen-Deckenknотen inklusive der Darstellung der Bewehrung ist in Abbildung 30 zu sehen.

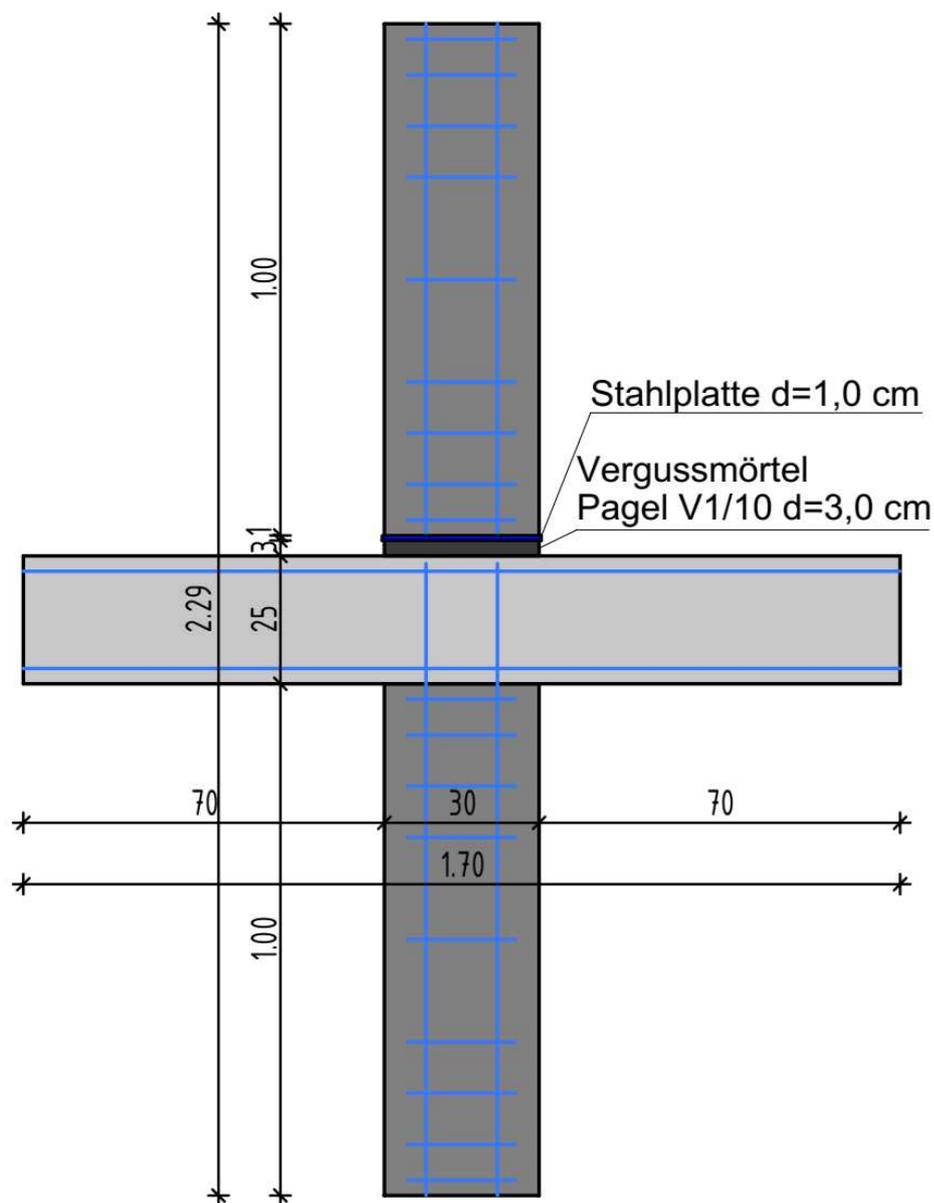


Abbildung 30: Schnitt durch den Referenzstützen-Deckenknотen

Um einen möglichst realitätsnahen Stützen-Deckenknoten zu simulieren, ist es notwendig die Belastung der Decke so abzuschätzen, wie sie bei einem realen Bauwerk vorhanden ist. Dazu wird ein beim Hochhausbau üblicher Deckenaufbau herangezogen und berechnet. Der Stützenraster wird auf 6x6 m abgeschätzt. Daher ergibt sich eine allseitige Spannrichtung der Decke von 6 m. Die Dicke der Stahlbetondecke wurde mit 25 cm angenommen. Als Aufbau wurde ein Doppelboden gewählt. Dieser lässt große Freiheiten für die spätere Nutzung der Räume zu. So kann beispielsweise die gesamte Installation in die Ebene des Doppelbodens gelegt werden. Speziell bei der angenommenen Nutzung als Büroraum ist dies ein Vorteil. Des Weiteren kann die Aufweitung des Stützenquerschnittes in der Ebene des Doppelbodens ausgeführt werden. Im fertigen Zustand verschwindet daher die Aufweitung, wodurch es einerseits, zu keiner Verringerung der Nutzfläche kommt und es andererseits ästhetisch anspruchsvoller wirkt, wenn nur der schlanke Stützenquerschnitt sichtbar ist.

Für die Nutzlast ergibt sich nach [32] für die gewählte Nutzungskategorie B2 (Büroräume in Bürogebäuden) eine Belastung von 3,0 kN/m². Der Zuschlag für die Trennwände wird mit 0,8 kN/m² angenommen. In der folgenden Tabelle 4 sind der Bodenaufbau sowie die Nutzlasten ersichtlich. Neben den charakteristischen Lasten sind auch die Designlasten und die quasi-ständigen Lasten berechnet und zu Gesamtlasten addiert.

	Breite b [cm]	Dicke d [cm]	Wichte y [kN/m ²]
ständige Lasten			
1 Doppelboden mit Belag	100	-	-
2 Stahlbetondecke	100	25,00	25,00
3 Spachtelung	100	0,50	18,00
	$d_{ges} =$	25,50	$g_k =$
veränderliche Lasten			
1 Nutzlast (Kat. B2, Decken)			
2 Zwischenwandzuschlag $\leq 2,0$ kN/m			
			$q_k =$
Summe			$q_k + g_k =$

Tabelle 4, Teil1: Deckenaufbau und Deckenlasten

Charakteristische Last g/p [kN/m ²]	Grundkombination			Quasi-ständige Kombination		
	Kombinationsbeiwert	Teilsicherheitsbeiwert	Designlast	Kombinationsbeiwert	Teilsicherheitsbeiwert	Quasi-ständige Last
	[-]	[-]	[kN/m ²]	[-]	[-]	[kN/m ²]
0,50		1,35	0,68		1,00	0,50
6,25		1,35	8,44		1,00	6,25
0,09		1,35	0,12		1,00	0,09
6,84 kN/m ²		g _d =	9,23 kN/m ²		g _{qs} =	6,84 kN/m ²
3,00	1,00	1,50	4,50	0,30	1,00	0,90
0,80	1,00	1,50	1,20	0,30	1,00	0,24
3,80 kN/m ²		q _d =	5,70 kN/m ²		q _{qs} =	1,14 kN/m ²
10,64 kN/m ²		q _d +g _d =	14,93 kN/m ²		q _{qs} +g _{qs} =	7,98 kN/m ²

Tabelle 4, Teil2: Deckenaufbau und Deckenlasten

Anschließend kann jene Kraft berechnet werden, welche auf die Stütze zufolge Nutz- und Deckenlasten einwirkt. Unter der Annahme, dass es sich um die Innenstütze einer Flachdecke handelt, kann die Belastung der Stütze wie folgt abgeschätzt werden.

$$B_v^{qs} = l_x \cdot l_y \cdot (g_{qs} + q_{qs}) \quad (44)$$

Bei einer quasi-ständigen Belastung ($g_{qs} + q_{qs}$) von 7,98 kN/m² und einer Stützlänge $l_x = l_y$ von 6,0 m ergibt sich eine Belastung der Innenstütze B_v^{qs} von 287,28 kN. Das Stützmoment der Platte berechnet sich für einen 1 Meter breiten Streifen mit folgender Formel

$$M_1^{qs} = \frac{-(g_{qs} + q_{qs}) \cdot l^2}{8} \quad (45)$$

zu -35,91 kNm/m. Demnach berechnet sich das Stützmoment für die gesamte Platte durch Multiplikation des Moments für einen 1 Meter breiten Streifen mit der Plattenbreite von 6,0 m zu $M_{Platte}^{qs} = -215,46$ kNm. Nach Tabelle 5 aus [4] sind die Plattenbereiche in Gurt- und Feldbereiche zu unterscheiden und die Biegemomente wie folgt aufzuteilen.

	Negative Momente	Positive Momente
Gurtstreifen	70%	60%
Feldstreifen	30%	40%

Tabelle 5: Vereinfachte Aufteilung des Biegemoments bei Flachdecken (aus [4])

Die Breite der beiden Gurtbereiche ergibt sich zu je einem Viertel der Plattenbreite, die Breite des Feldbereichs zur Hälfte der Plattenbreite. Demnach kann das Stützmoment für einen 1 Meter breiten Gurtbereich wie folgt berechnet werden

$$M_{Gurt,1}^{qs} = M_{Platte}^{qs} \cdot 0,35 \cdot 4/l \quad (46)$$

zu $-50,27 \text{ kNm/m}$ berechnet werden. Da die Decke in den Versuchen eine quadratische Grundrissfläche von $1,7 \text{ m}$ aufweist, muss das Stützmoment des 1 Meter breiten Gurtbereichs mit der Seitenlänge der Decke von $1,7 \text{ m}$ multipliziert werden. Das im Versuch anzusetzende Stützmoment M^{qs} ergibt sich somit zu $-85,47 \text{ kNm}$.

Die Belastung B_v^{qs} sowie das Stützmoment M^{qs} wirken in der Achse der Stütze. Um das Stützmoment in den nachfolgenden Versuchen simulieren zu können, ist es notwendig, die Decke mit der Belastung B_v^{qs} und einer Exzentrizität e zur Stützenachse zu belasten. Die dazu notwendige Exzentrizität e berechnet sich wie folgt:

$$e = e_x = e_y = \frac{M^{qs}}{B_v^{qs} / 2} = \frac{M_x^{qs}}{B_{v,x}^{qs}} = \frac{M_y^{qs}}{B_{v,y}^{qs}} \quad (47)$$

Dabei ergibt sich eine Exzentrizität von rund $0,60 \text{ m}$. Da das Moment M_{qs} sowohl in x -Richtung als auch in y -Richtung vorhanden ist und die Belastung B_v^{qs} aus dem Einflussbereich in beide Richtungen resultiert, ergibt sich die Belastung pro Richtung zu

$$B_{v,x}^{qs} = B_{v,y}^{qs} = B_v^{qs} / 2 \quad (48)$$

Betrachtet man nun die x -Achse der Stütze, so ist die Belastung des Stützen-Deckenknotens mit der Kraft $B_v^{qs}/2$ und der berechneten Exzentrizität von $0,6 \text{ m}$ zum Stützenschwerpunkt äquivalent der in der Stützenlängsachse z wirkenden Belastung des Knotens mit $B_v^{qs}/2$ und M^{qs} . Um ein symmetrisches System zu erhalten, wird beidseits des Knotens die halbe Kraft und somit $B_v^{qs}/4$ angesetzt. Da der Stützenraster in x -Richtung und in y -Richtung mit $6,0 \text{ m}$ gewählt ist, ergibt sich für beide Richtungen dieselbe Belastung. Aus versuchstechnischen Gründen wird die Belastung in die Ecken der Decke verschoben. Der beschriebene Knoten ist in der folgenden Abbildung 31 ersichtlich.

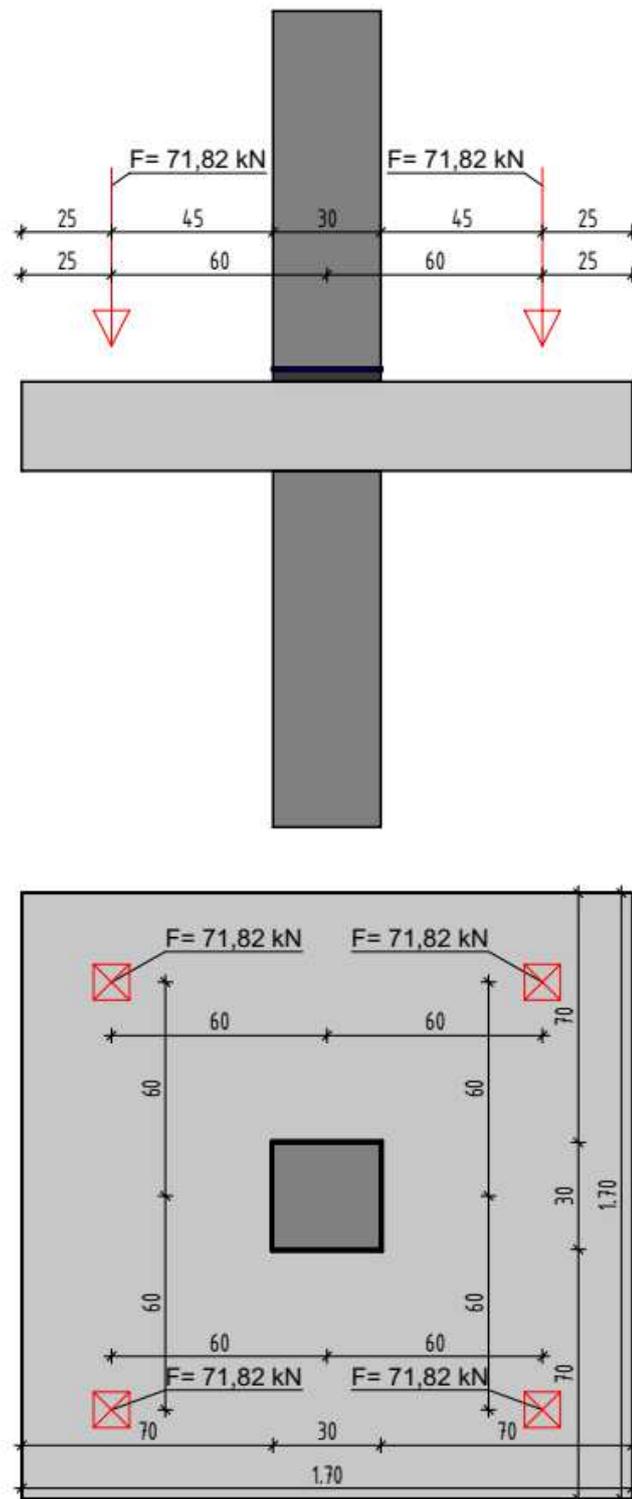


Abbildung 31: Darstellung der Belastung zur Simulation der Deckenlasten im Stützen-Deckenknotten

Biegebemessung der Decke

Anschließend wird die Belastung der Decke im ULS ermittelt, um die erforderliche Deckenbewehrung abzuschätzen. Die Berechnung der Belastung B_{vd} sowie des Stützmoments $M_{Gurt,ld}$ ergibt sich analog den obigen Formeln zu $537,62 \text{ kN}$ sowie $-94,08 \text{ kNm/m}$.

Unter der Annahme einer statischen Nutzhöhe d von 20 cm und einer Betonstauchung von $\epsilon_{cu2} = 3,50 \%$, berechnet sich nach [14] für das Parabel-Rechteck-Diagramm die Druckzonenhöhe x wie folgt

$$x = 1,202 \cdot \left(d - \sqrt{d^2 - \frac{2,055 \cdot M_{Ed}}{b \cdot f_{cd}}} \right) \quad (49)$$

zu $x=3,11$ cm. Für die Decke ergibt sich unter Verwendung der Betonklasse C30/37 eine Zylinderdruckfestigkeit von $f_{cd}=20$ N/mm². Aus der Bedingung des Gleichgewichts der Normalkräfte ergibt sich für einen Bewehrungsstahl B550B mit einer Fließgrenze $f_{yd} = 478$ N/mm² ein erforderlicher Bewehrungsquerschnitt A_s zu 10,51 cm². Auf der sicheren Seite liegend wird die Decke mit Ø16/15 bewehrt, Dies entspricht einer Querschnittsfläche A_s von 13,40 cm².

Bemessung der Durchstanzbewehrung

Nach Kapitel 6.4.4 aus [4] ergibt sich der Durchstanzwiderstand für Platten ohne Durchstanzbewehrung $V_{Rd,c}$ zu rund 485 kN. Die einwirkende Querkraft V_{Ed} im Auflagerbereich berechnet sich zu rund 538 kN und liegt daher über dem Durchstanzwiderstand, wodurch eine Durchstanzbewehrung erforderlich ist.

Nach Kapitel 6.4.5 aus [4] berechnet sich der Durchstanzwiderstand für Platten mit Durchstanzbewehrung $V_{Rd,cs}$ zu

$$v_{Rd,cs} = 0,75 \cdot v_{Rd,c} + 1,5 \cdot (d/s_r) \cdot A_{sw} \cdot f_{ywd,ef} \cdot (1/(u_1 \cdot d)) \cdot \sin \alpha \quad (50)$$

Durch Umformung erhält man die in [33] angegebene Formel zur Ermittlung des erforderlichen Bewehrungsquerschnitts

$$A_{sw} = \frac{\beta \cdot V_{Ed} - 0,75 \cdot V_{Rd,c} \cdot s_r}{1,5 \cdot f_{ywd,ef} \cdot \sin \alpha \cdot d} \quad (51)$$

Dabei ist

- β ein Beiwert zur Berücksichtigung der Lastexzentrizität, welcher für Innenstützen nach [4] zu 1,15 angenommen werden kann und
- $f_{ywd,ef}$ der Bemessungswert der wirksamen Stahlspannung der Durchstanzbewehrung nach Kapitel 6.4.5 aus [4]

Unter der Annahme eines radialen Abstands der Durchstanzbewehrung s_r von 15 cm und einem Winkel α zwischen Durchstanzbewehrung und Plattenebene von 90° ergibt sich die erforderliche Bewehrung A_{sw} zu 4,75 cm²/Rundschnitt. Jener Rundschnitt, für den keine Bewehrung mehr erforderlich ist, berechnet sich nach

$$u_{out,ef} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{v_{Rd,c} \cdot d} \quad (52)$$

zu 4,74 m. Daraus ergibt sich der Radius $r_{out,ef}$ zu 0,56 m. Der Radius der äußersten sowie der Radius der innersten Bewehrungslage ergeben sich zu 0,26 bzw. 0,06 m. Aus der Differenz der äußersten und innersten Lage der Bewehrung wird durch Division durch den radialen Abstand s_r die Anzahl der erforderlichen Rundschnitte ermittelt. In diesem Fall sind zwei konzentrische Bügelschenkel anzuordnen.

In den Versuchen hingegen wird die Decke lediglich mit den quasi-ständigen Einwirkungen belastet. Da diese deutlich geringer ausfallen als die Designlast, ist die Durchstanzbewehrung für die Durchführung der Versuche nicht notwendig.

Gebrauchstauglichkeit der Decke

Nach der Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit wird die Decke im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit bemessen. Dazu werden drei wesentliche Nachweise zur Sicherstellung der Gebrauchstauglichkeit geführt (aus [14]).

- Begrenzung der Spannungen im Beton und Betonstahl
 - Mikrorissbildung (Dauerhaftigkeit)
 - Starke Kriechverformungen im Beton
 - Plastische Verformungen des Stahls

- Begrenzung der Rissbreiten
 - Korrosionsschutz
 - Optisches Erscheinungsbild

- Begrenzung der Biegeverformung
 - Beeinträchtigung der geplanten Bauwerksnutzung
 - Schäden an Belägen, Beschichtungen, usw.
 - Beschädigungen von nicht tragenden Trennwänden, Verglasungen, usw.
 - Wohlbefinden sowie gesicherte Funktion und Aufstellung von Geräten und Einrichtungsgegenständen

Zu Beginn wird untersucht, ob der Querschnitt ungerissen bleibt, Zustand I, oder es zu einem gerissenen Querschnitt kommt, Zustand II. Dazu wird die Biegezugspannung an der Deckenunterkante bei einwirken des charakteristischen Moments ermittelt. Da diese Spannung deutlich über dem Mittelwert der Zugfestigkeit des Betons f_{ctm} liegt, wird folglich von einem Zustand II ausgegangen. Um die Spannungen am gerissenen Querschnitt zu ermitteln, wird zuerst die Höhe der Betondruckzone x im gerissenen Zustand ermittelt. Aus der Forderung des identen statischen Moments sowohl der Betondruckzone als auch der Bewehrung um die Nulllinie, ergibt sich folgende Formel

$$\frac{1}{2} \cdot b \cdot x^2 = \alpha_s \cdot A_s (d - x) \quad (53)$$

Durch Einführen des Bewehrungsgrades ρ und Auflösen der quadratischen Gleichung nach x , ergibt sich folgende Gleichung zur Berechnung der Höhe der gerissenen Betondruckzone (aus [14])

$$x = \alpha_s \cdot \rho \cdot d \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{2}{\alpha_s \cdot \rho}} - 1 \right) \quad (54)$$

Danach kann das Trägheitsmoment für den gerissenen Querschnitt I_{II} zu

$$I_{II} = \frac{b \cdot x^3}{12} + b \cdot x \cdot \left(\frac{x}{2}\right)^2 + A_{s1} \cdot \alpha_s \cdot (d - x)^2 \quad (55)$$

berechnet werden. Anschließend können die charakteristischen Spannungen im Betonstahl, sowie die charakteristischen als auch die quasi-ständigen Spannungen im Beton berechnet werden. Die Grenzwerte der jeweiligen Spannungen ergeben sich nach [4] zu:

- $|\sigma_{c,k}| \leq 0,60 \cdot f_{c,k}$
- $|\sigma_{c,qs}| \leq 0,45 \cdot f_{c,qs}$
- $|\sigma_s| \leq 0,80 \cdot f_{y,k}$

Diese Grenzwerte konnten im vorliegenden Fall eingehalten werden. Zur Begrenzung der Rissbreiten fordert der EC2 [4] die Einhaltung einer Mindestbewehrung. Da der vorhandene Bewehrungsquerschnitt deutlich über dem Mindestbewehrungsquerschnitt liegt, wird an dieser Stelle nicht genauer auf die Berechnung eingegangen und auf [4] verwiesen.

Ist die Forderung der Mindestbewehrung erfüllt, erlaubt der EC2 [4] die Begrenzung der Rissbreite ohne direkte Berechnung. Dazu darf bei überwiegend direkter Einwirkung, wie es bei der Deckenbelastung der Fall ist, in Abhängigkeit der Rissbreite und der Stahlspannung aus folgender Tabelle 6 der Grenzdurchmesser ϕ_s^* entnommen werden. Die Rissbreite w_k wird für eine Decke im Inneren eines Gebäudes mit 0,3 mm angenommen. Die Stahlspannung ist auf Grundlage eines gerissenen Querschnitts unter der maßgebenden Einwirkungskombination zu ermitteln.

Stahlspannung ^a N/mm ²	Grenzdurchmesser der Stäbe, in mm		
	$w_k = 0,4$ mm	$w_k = 0,3$ mm	$w_k = 0,2$ mm
160	54	41	27
200	35	26	17
240	24	18	12
280	18	13	9
320	14	10	7
360	11	8	5
400	9	7	4
450	7	5	3

^a Unter der maßgebenden Einwirkungskombination.

Tabelle 6: Rechnerischer Grenzdurchmesser bei Betonstählen ϕ_s^* zur Begrenzung der Rissbreite (aus [4])

Für die maßgebende Stahlspannung von 204,4 N/mm² wird durch Interpolation der Grenzdurchmesser ϕ_s^* zu rund 25 mm berechnet. Da die vorliegende Tabelle für Betone mit einer Zugfestigkeit von 2,9 N/mm² gilt und der verwendete Deckenbeton C30/37 dieselbe Zugfestigkeit aufweist, ergibt sich der Grenzdurchmesser ϕ_s zu 25 mm. Der vorhandene Durchmesser beträgt nur 16 mm, wodurch auch dieser Nachweis deutlich erfüllt.

Sowie die Rissbreitenbegrenzung ist auch der Nachweis der Begrenzung der Verformungen ohne direkte Berechnung zulässig. Für den vorliegenden Fall, eines geringeren erforderlichen Bewehrungsgrades ρ als der Referenzbewehrungsgrades ρ_0 , ist der Grenzwert der Biegeschlankheit l/d nach EC2 [4] wie folgt zu ermitteln:

$$\frac{l}{d} = K \cdot \left[11 + 1,5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{3/2} \right] \quad (56)$$

Dieser Grenzwert kann mit dem Faktor zur Berücksichtigung der Stahlspannung, $310/\sigma_s$, multipliziert werden. Der so ermittelte Grenzwert der Biegeschlankheit l/d_{\max} ergibt sich zu 36. Da sich der Wert der vorhandene Biegeschlankheit l/d_{vorh} zu 30 berechnet, wird auch der Nachweis der Verformung erfüllt.

Somit sind alle wesentlichen Forderungen sowohl im Grenzzustand der Tragfähigkeit als auch im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit für die Decke erfüllt. Die oben getroffenen Annahmen für die Decke bezgl. Geometrie, Material und Bewehrung werden für sämtliche Versuche übernommen.

3.4 Versuchsreihen

3.4.1 Versuchsreihe mit 0 mm Abstand zwischen Längsbewehrung und DOK

Es werden verschiedene Versuchsreihen durchgeführt, wobei ein Referenzstützen-Deckenknoten sowie drei Stützen-Deckenknoten mit unterschiedlich großen Aufweitungen betrachtet und verglichen werden. In der ersten Variante dieser Versuchsreihen ist zwischen der Längsbewehrung der unteren Stütze und der Deckenoberkante kein Abstand vorhanden. Somit ist zwischen der Unterkante der Längsbewehrung der oberen Stütze und der Oberkante der Längsbewehrung der unteren Stütze kein Deckenbeton, sondern nur die Stahlplatte sowie der Vergussmörtel angeordnet. Sowohl die Stahlplatte als auch der unter einem mehraxialen Druckspannungszustand beanspruchte Vergussmörtel können wesentlich höhere Spannungen als der Deckenbeton aufnehmen. Dadurch wird der über Spitzendruck übertragene Lastanteil der Längsbewehrung erhöht. Im selben Ausmaß wird jener Anteil der Last, welcher über die Decke abgetragen werden muss, reduziert.

3.4.2 Versuchsreihe mit 15 mm Abstand zwischen Längsbewehrung und DOK

In der zweiten Variante dieser Versuchsreihe wird der Abstand zwischen der Längsbewehrung der unteren Stütze und der Deckenoberkante mit 15 mm gewählt. In der baupraktischen Ausführung ist es kaum bzw. nur mit hohem Aufwand möglich, dass die Längsbewehrung der unteren Stütze exakt mit der DOK abschließt. Daher soll dieser Abstand die in der Praxis notwendige Toleranz darstellen.

Bei den weiteren Versuchsreihen, bei denen beispielsweise die Deckenlast oder der Durchmesser der Bewehrung variiert, wird der Abstand zwischen Längsbewehrung und DOK daher standardmäßig mit 15 mm angenommen.

3.4.3 Versuchsreihe mit 30 mm Abstand zwischen Längsbewehrung und DOK

In der dritten Versuchsreihe wird der Abstand zwischen Längsbewehrung und Deckenoberkante auf 30 mm verdoppelt. Der Gedanke in der Erhöhung des Abstands begründet sich damit, dass der Abstand von nur 15 mm eine relativ geringe Toleranz erlaubt und dies in der Praxis zu Schwierigkeiten führen könnte. Daher werden die Auswirkungen der Erhöhung des Abstands untersucht, da es zu einer geringeren Übertragung der Kräfte über Spitzendruck und damit einhergehend zu einem Verlust an Tragfähigkeit kommen könnte. Anderenfalls könnte eine Verminderung des über Spitzendruck abzutragenden Lastanteils auch zu einer Erhöhung der über den Deckenbeton geleiteten Last führen. Dies hätte wiederum höhere Spannungen und damit einhergehend auch erhöhte Stauchungen zur Folge. Mit der Variation der Abstände werden diese Auswirkungen überprüft. Die folgende Abbildung 32 zeigt einen Detailausschnitt der drei Variationen des Abstandes zwischen Längsbewehrung und DOK.

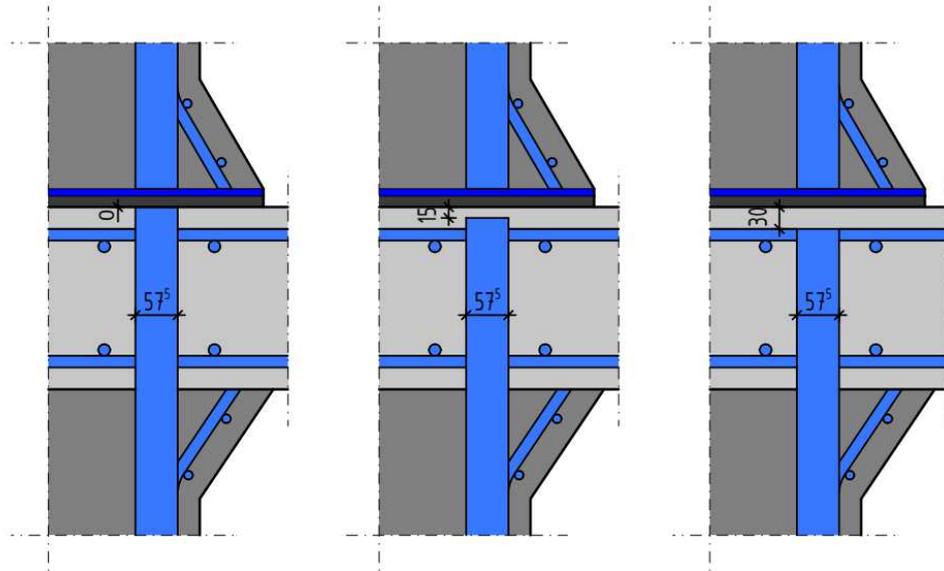


Abbildung 32: Detaillausschnitt der verschiedenen Abstände zwischen Längsbewehrung und DOK

3.4.4 Versuchsreihen mit Variation der Deckenlast

Bereits im Jahr 1998 haben Versuche von Ospina und Alexander [8] ergeben, dass die Deckenbelastung einen wesentlichen Einfluss auf die Tragfähigkeit des Stützen-Deckenknotens hat. Deswegen werden die Auswirkungen der Deckenlast auch bei den Knoten mit aufgeweiteten Stützenenden untersucht. Dazu wird bei jener Versuchsreihe, mit 15 mm Abstand zwischen Längsbewehrung und Deckenoberkante, die Deckenlast variiert. Dabei wird ein Versuch ohne Belastung der Decke und ein Versuch mit der Hälfte der oben errechneten Gebrauchsdeckenlast, sprich den halben quasi-ständig vorhandenen Lasten, untersucht. Da die Versuchsreihe mit einem Abstand zwischen DOK und unterer Längsbewehrung von 15 mm mit der Belastung der gesamten Gebrauchsdeckenlast bereits in den vorherigen Versuchsreihen untersucht wurde, kann sie auch an dieser Stelle zum Vergleich herangezogen werden.

3.4.5 Versuchsreihe mit einem Seitenverhältnis der Aufweitung von 1:2

In dieser Versuchsreihe ist das Verhältnis der Aufweitung mit 1:2 gewählt, wobei die Länge der Aufweitung in horizontaler Richtung 1 und in vertikaler Richtung 2 beträgt. Demnach ergibt sich der Winkel der Aufweitung hin zur Vertikalen zu rund $26,6^\circ$. Dadurch ergibt sich im Vergleich zur flacheren Aufweitung mit 45° eine deutlich geringere Querschnittsfläche bei gleichbleibender Höhe. Andererseits stellt eine Aufweitung des Querschnitts unter einem Winkel von 45° eine deutliche Umlenkung der Druckkräfte dar. Der Gedanke der geringeren Aufweitung gründet auf der Annahme, dass sich die Druckkräfte im Beton unter einem geringeren Winkel als 45° ausbreiten, wodurch sich die Ecken der Aufweitung der Lastabtragung entziehen. Daher ist es durchaus möglich, dass eine geringere Aufweitung keinen Verlust an Tragfähigkeit impliziert.

3.4.6 Versuchsreihe mit Variation der Durchmesser der Aufweitungslängsbewehrung

In einer weiteren Versuchsreihe wird der Durchmesser der in der Aufweitung geführten Längsbewehrung variiert. Dabei wird der bei den sonstigen Versuchen mit 20 mm gewählte Durchmesser zuerst auf 16 mm und anschließend auf 14 mm abgemindert. Die Ergebnisse sollen den Einfluss der unterschiedlichen Durchmesser der Aufweitungslängsbewehrung auf die Umlenkung der Druckkräfte im Bereich des diskontinuierlichen Stützenquerschnitts aufzeigen. Die geringeren Bewehrungsdurchmesser könnten eine verminderte Lastausbreitung zur Folge haben. Dies wiederum führt zu einer Konzentration der

Spannungsverteilung im Stützenanschnitt und in Folge dessen zu einer erhöhten Beanspruchung des Deckenbetons. Daher werden die Auswirkungen der Durchmesser der Aufweitungslängsbewehrung auf die Tragfähigkeit und die Verformung des Knotens untersucht.

3.5 Ausführungsvarianten

Jede Versuchsreihe wird mit unterschiedlichen Ausführungsvarianten des Stützen-Deckenknoten durchgeführt. Neben dem Referenzstützen-Deckenknoten ohne Aufweitung werden drei Stützen-Deckenknoten mit unterschiedlicher Größe der Aufweitung simuliert. Dabei ist der Winkel der Aufweitungslängsbewehrung ident dem Winkel der Aufweitung der Stütze gewählt. Somit läuft die Aufweitungslängsbewehrung parallel zur Außenkante der Stütze. Die Größe der Aufweitung hingegen variiert zwischen 15 cm, 20 cm und 25 cm. Das Grundnetz der Bügelbewehrung der Stützen erfolgt in einem Abstand von 20cm, wobei im Bereich der Stützenenden der Abstand auf 10 cm halbiert wird. Im Bereich der Aufweitung wird bei sämtlichen Varianten eine Zulage mit drei an die Aufweitung angepassten Bügeln verlegt. Nachfolgend werden die Ausführungsvarianten beschrieben und abgebildet.

3.5.1 Aufweitung mit 15 cm unter einem Winkel von 45°

Als erste Ausführungsvariante wurde eine allseitige Aufweitung von 15 cm pro Seite gewählt. Die Fläche der Stütze ergibt sich somit im Auflagerbereich der Decke zu 60 x 60 cm. Dies entspricht einer deutlichen Vergrößerung der Querschnittsfläche der Stütze um den Faktor 4. Die Aufweitung der Stütze erfolgt unter einem Winkel von 45°. Daher beginnt der Diskontinuitätsbereich der Stütze 15 cm vor deren Ende. Die Dicke der Stahlplatte bleibt unverändert dem Referenzknoten bei 1,0 cm, die des Vergussmörtels bei 3,0 cm. Die Abmessungen der Stahlplatten an den Stützenenden sowie die des Mörtels werden gleich dem Stützenquerschnitt um 15 cm pro Seite vergrößert. Änderungen ergeben sich auch bei der Bewehrungsführung. Im Bereich der Aufweitung werden zusätzlich drei Bügel sowie vier Längsbewehrungsstäbe in den Ecken der Stütze notwendig. Der Durchmesser der Bügel wird mit 12 mm, jener der Längsstäbe mit 20 mm angenommen. Der beschriebene Knoten ist in Abbildung 33 ersichtlich.

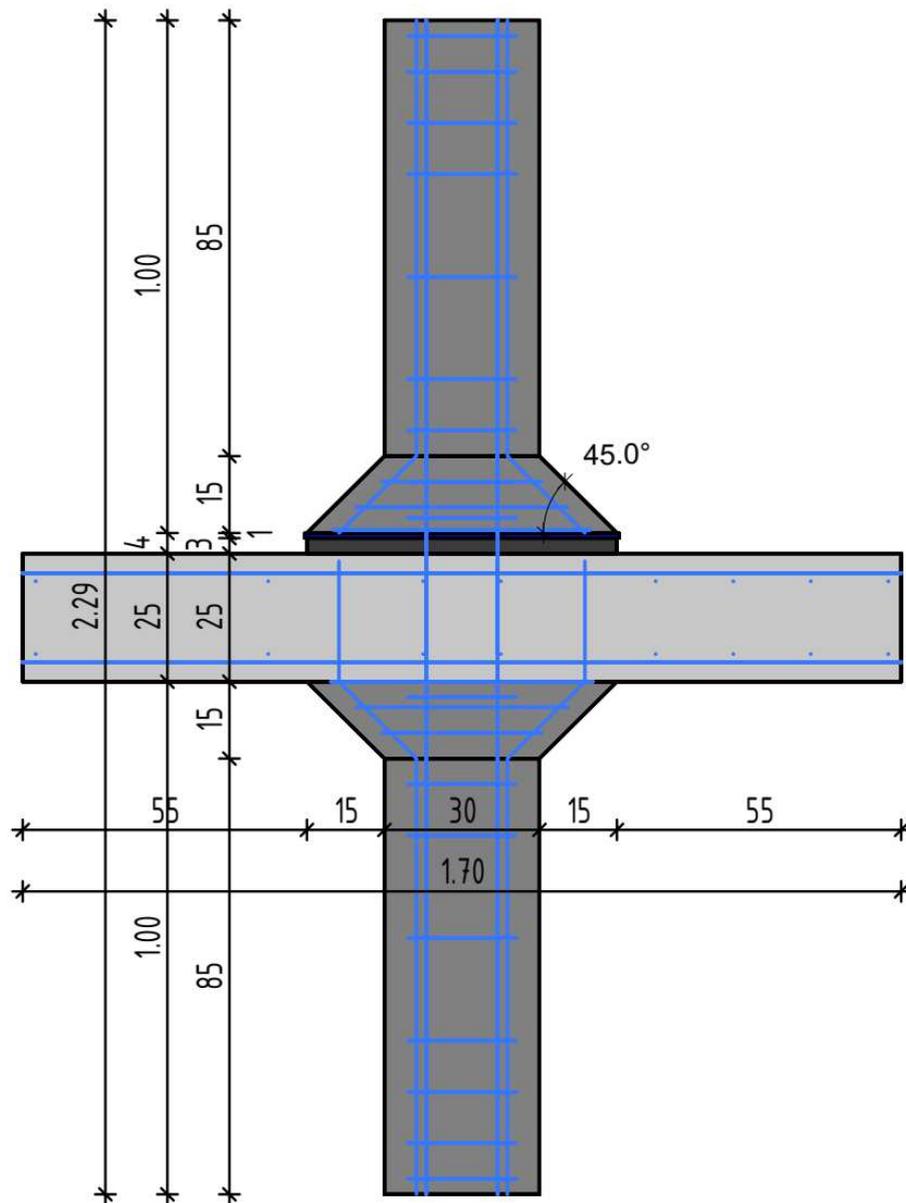


Abbildung 33: Schnitt durch den Stützen-Deckenknotsen mit 15 cm Aufweitung unter 45°

Bei einer Aufweitung von 15 cm pro Seite ergibt sich der Bemessungswert des Durchstanzwiderstandes im kritischen Rundschnitt nach [4] zu:

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \geq (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \quad (57)$$

Der Bemessungswert $v_{Rd,c}$ ergibt sich im vorliegenden Fall zu 0,65 N/mm². Die einwirkende Querkraft im kritischen Rundschnitt berechnet sich nach folgender Formel [4]

$$v_{Ed} = V_{Ed} / (u \cdot d) \quad (58)$$

zu 0,55 N/mm². Somit ist der Durchstanzwiderstand größer als die einwirkende Querkraft und keine Durchstanzbewehrung erforderlich. Dadurch ergibt sich im Vergleich zum Stützen-Deckenknotsen ohne Aufweitung der Stützenenden ein wesentlicher Vorteil.

3.5.2 Aufweitung mit 20cm unter einem Winkel von 45°

Bei der zweiten Ausführungsvariante erhöht sich die Aufweitung des Querschnitts der Stützenenden um 20 cm pro Seite. Somit ergibt sich eine Fläche im Auflagerbereich der Decke von 70 x 70 cm. Da der Winkel der Aufweitung bei 45° bleibt, beginnt der Diskontinuitätsbereich 20 cm vor dem Stützenende. Die Dicke der Stahlplatten und des Mörtels verbleiben unverändert, die Abmessungen erhöhen sich im gleichen Ausmaß der Stütze. Die Aufweitung wird bei der Bewehrungsführung der zusätzlichen Bügel und der Aufweitungslängsbewehrung berücksichtigt. Die Durchmesser werden analog der ersten Variante gewählt. Die zweite Variante der Aufweitung ist in der folgenden Abbildung 34 ersichtlich.

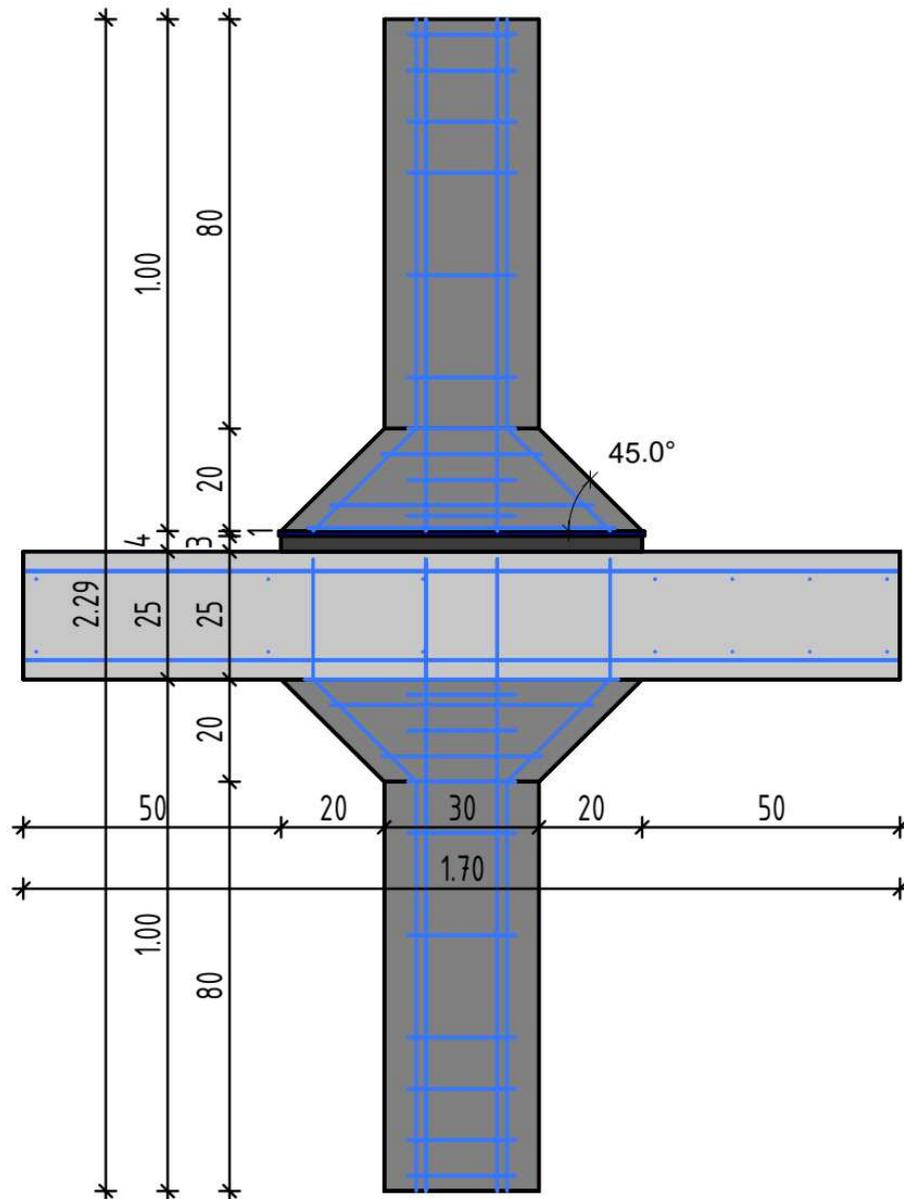


Abbildung 34: Schnitt durch den Stützen-Deckenknoten mit 20 cm Aufweitung unter 45°

3.5.3 Aufweitung mit 25cm unter einem Winkel von 45°

Als dritte Ausführungsvariante wird die Aufweitung auf 25 cm erhöht. Sämtliche Abmessungen der Stahlplatten und des Vergussmörtels sowie die Bewehrungsführung werden analog den vorigen Varianten ausgeführt. Die dritte Variante stellt somit die größte Aufweitung dar und ist in der folgenden Abbildung 35 zu sehen.

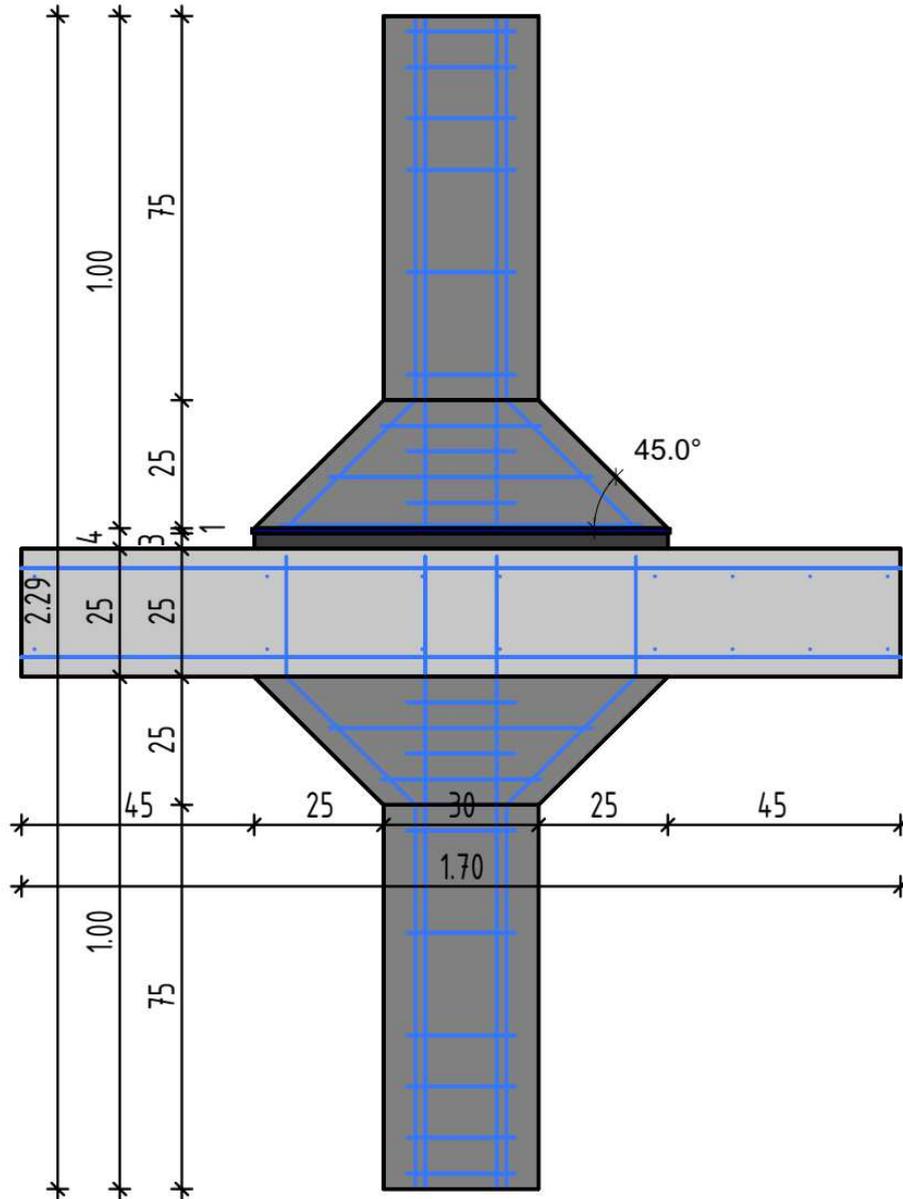


Abbildung 35: Schnitt durch den Stützen-Deckenknoten mit 25 cm Aufweitung unter 45°

3.5.4 Aufweitung unter einem Winkel von ca. 26,6°

Erfolgt die Aufweitung unter einem Verhältnis von 1:2, so bezieht sich der Winkel auf rund 26,6°. Dabei ergibt sich bei der gleichen Höhe des diskontinuierlichen Stützenbereichs eine geringere Querschnittserhöhung als bei den vorherigen Varianten. Die Querschnittsaufweitung im Stützenanschnitt beläuft sich für die geringste Aufweitung mit 15 cm Höhe auf 7,5 cm pro Seite. Demnach beträgt die Seitenlänge der quadratischen Stützenabmessung am Stützenende 45 cm. Dies entspricht einer Vergrößerung des Stützenquerschnitts im Vergleich zum Ausgangsquerschnitt um den Faktor 2,25. Da die Er-

höhung der Stützenabmessungen in beiden Richtungen erfolgt, wirkt sich diese auf die Fläche quadratisch aus. Bei zunehmender Querschnittsfläche der Stütze nimmt eine Erhöhung der Aufweitung jedoch verhältnismäßig ab. So ergibt sich bei einer Erhöhung der Stützenabmessungen von 50 auf 65 cm eine Vergrößerung der Fläche um den Faktor 1,69, während sich bei einer Stützenabmessung von 30 cm und einer Vergrößerung auf 45 cm der Faktor auf 2,25 erhöht. Dies entspricht dem vorliegenden Fall und zeigt, dass für relativ geringe Stützenabmessungen bereits kleine Querschnittserhöhungen eine deutliche Flächenvergrößerung zur Folge haben. Die folgende Abbildung 36 zeigt einen Ausschnitt des Stützen-Deckenknotens mit einem Verhältnis der Aufweitung von 1:2. Die Höhe des diskontinuierlichen Bereichs der Stütze wird wie vorher mit 15, 20, und 25 cm angenommen. Die Abmessungen der Stahlplatte und des Vergussmörtels im Grundriss sowie die Bewehrungsführung werden analog den vorherigen Varianten angepasst.

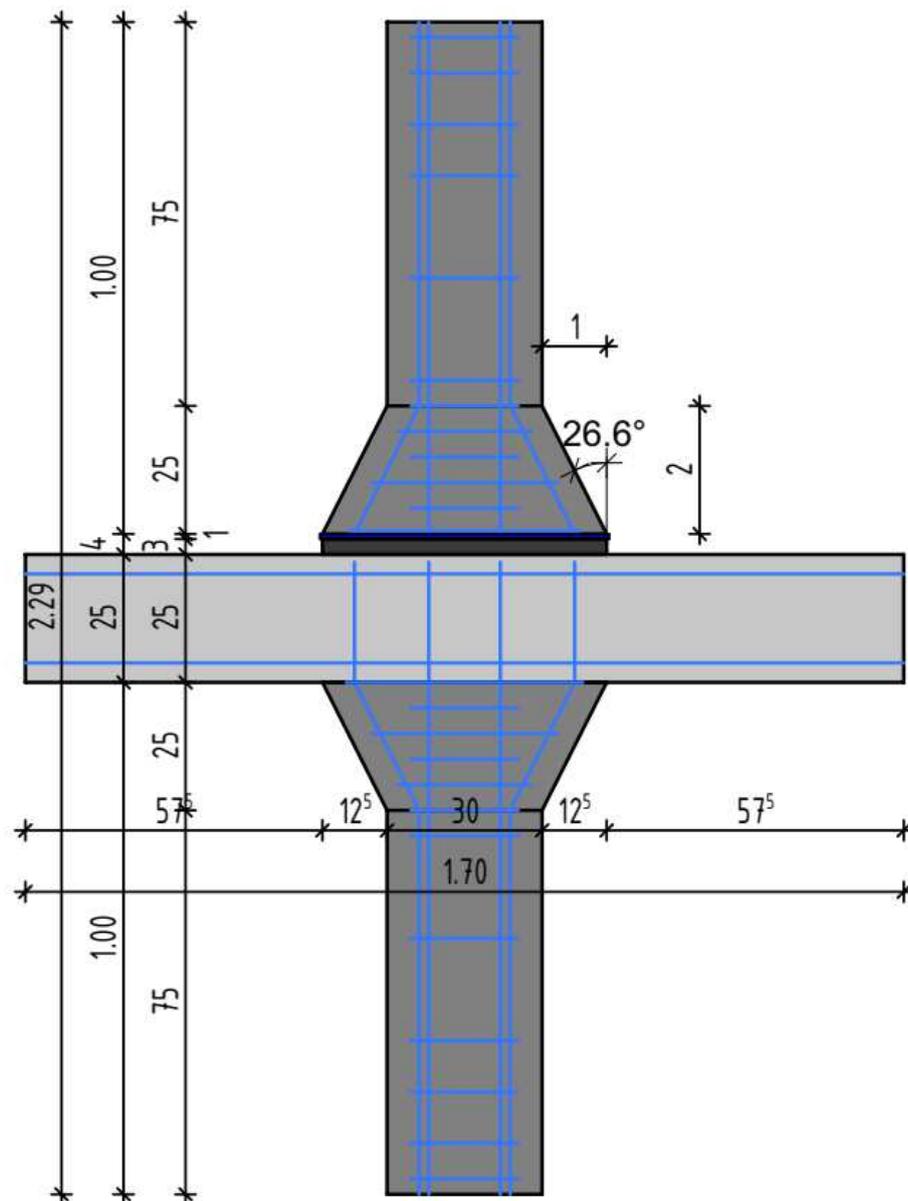


Abbildung 36: Schnitt durch den Stützen-Deckenknoten mit einer Aufweitung im Verhältnis 1:2

4 Numerische Simulation und Vergleich der verschiedenen Ausführungsformen

4.1 Allgemeines

Die im vorherigen Kapitel angeführten Varianten werden mit Hilfe des FE-Programmes ATENA einer numerischen Untersuchung unterzogen. Bei der Betrachtung der Ergebnisse wird zum leichteren Vergleich der unterschiedlichen Versuchsreihen immer die Referenzstütze angeführt. Des Weiteren wird zu jeder Versuchsreihe auch der zugehörige Referenzstützen-Deckenknoten betrachtet. Um die Diagramme übersichtlicher zu gestalten, wird die Beschreibung der jeweiligen Versuche abgekürzt. Die folgende Tabelle 7 enthält die genaue Benennung aller durchgeführten Versuche und deren in den Diagrammen verwendete Abkürzungen.

Abkürzung	Legende	Abstand zwischen DOK und OK-SAS	Aufgebrachte Deckenlast	Höhe der Aufweitung	Breiten- zu Höhenverhältnis der Auweitung	Ø der Aufweitungsbewehrung
		[mm]	[%]	[cm]	[]	[mm]
0_100_RFSDK		0	100	X	X	X
0_100_15_1:1		0	100	15	1:1	20
0_100_20_1:1		0	100	20	1:1	20
0_100_25_1:1		0	100	25	1:1	20
15_100_RFSDK		15	100	X	X	X
15_100_15_1:1		15	100	15	1:1	20
15_100_20_1:1		15	100	20	1:1	20
15_100_25_1:1		15	100	25	1:1	20
30_100_RFSDK		30	100	X	X	X
30_100_15_1:1		30	100	15	1:1	20
30_100_20_1:1		30	100	20	1:1	20
30_100_25_1:1		30	100	25	1:1	20
15_50_RFSDK		15	50	X	X	X
15_50_15_1:1		15	50	15	1:1	20
15_50_20_1:1		15	50	20	1:1	20
15_50_25_1:1		15	50	25	1:1	20
15_0_RFSDK		15	0	X	X	X
15_0_15_1:1		15	0	15	1:1	20
15_0_20_1:1		15	0	20	1:1	20
15_0_25_1:1		15	0	25	1:1	20

Tabelle 7, Teil 1: Zusammenfassung der Legenden und der vollständigen Definitionen der Versuche

15_100_RFSDK	15	100	X	X	X
15_100_15_1:2	15	100	15	1:2	20
15_100_20_1:2	15	100	20	1:2	20
15_100_25_1:2	15	100	25	1:2	20
15_100_15_1:1_16	15	100	15	1:1	16
15_100_20_1:1_16	15	100	20	1:1	16
15_100_25_1:1_16	15	100	25	1:1	16
15_100_15_1:1_14	15	100	15	1:1	14
15_100_20_1:1_14	15	100	20	1:1	14
15_100_25_1:1_14	15	100	25	1:1	14

Tabelle 7, Teil 2: Zusammenfassung der Legenden und der vollständigen Definitionen der Versuche

4.2 Modellierung und Berechnungen

Die dreidimensionale Modellierung erfolgt mit dem Programm GID 10.0.9. Zur Berechnung wird das Model in das Programm ATENA Studio 5.4.1 importiert. Dort erfolgt die Berechnung mittels dem Newton-Raphson-Verfahren. Vorweg wird jedoch auf die Modelbildung eingegangen.

4.2.1 Materialien

Der erste Schritt der Modellbildung ist die Erstellung der Volumina mittels dem Programm AutoCAD. Diese werden in das Programm GID 10.0.9 importiert. Anschließend kann dem jeweiligen Volumen das entsprechende Material zugewiesen werden. Dabei werden die Materialkennwerte der gültigen Normen bzw. der Zulassung [1] verwendet. Für alle Versuche wird für den Deckenbeton ein Beton der Klasse C30/37, für den Stützenbeton die Klasse C70/85 und für den Vergussmörtel Pagel V1/10 ein Beton der Klasse C80/95 verwendet. Für die gesamte Bewehrung, mit Ausnahme des SAS 670/800, wird ein Bewehrungsstahl der Güte B550B angesetzt. Für die Längsbewehrung kommt ein SAS 670/800 des Stahlwerks Annahütte (Hammerau, Deutschland) zum Einsatz. Für die Lasteinleitungsplatten zur Aufbringung der Deckenlasten sowie für die Stahlplatten zwischen oberer Stütze und Vergussmörtel wird ein Stahl der Güteklasse S355 verwendet. Im Folgenden werden zusammenfassend sämtliche verwendeten Materialien und deren zugehörige Materialparameter in tabellarischer Form angegeben.

Deckenbeton C30/37			
Materialparameter	Abkürzung	verwendeter Wert	Einheiten
Elastizitätsmodul	E	32000	N/mm ²
Querdehnzahl	ν	0,2	-
Zugfestigkeit	f_t	2,9	N/mm ²
Druckfestigkeit	f_c	38	N/mm ²
Rohdichte	ρ	0	kg/m ³
Materialverhalten	Nicht-lineares Spannungs-Dehnungsgesetz		

Tabelle 8: Materialparameter für Beton der Druckfestigkeitsklasse C30/37

Stützenbeton C70/85

Materialparameter	Abkürzung	verwendeter Wert	Einheiten
Elastizitätsmodul	E	41000	N/mm ²
Querdehnzahl	ν	0,2	-
Zugfestigkeit	f_t	4,6	N/mm ²
Druckfestigkeit	f_c	78	N/mm ²
Rohdichte	ρ	2300	kg/m ³
Materialverhalten	Nicht-lineares Spannungs-Dehnungsgesetz		

Tabelle 9: Materialparameter für Beton der Druckfestigkeitsklasse C70/85

Vergussmörtel Pagel V01/10

Materialparameter	Abkürzung	verwendeter Wert	Einheiten
Elastizitätsmodul	E	42000	N/mm ²
Querdehnzahl	ν	0,2	-
Zugfestigkeit	f_t	4,8	N/mm ²
Druckfestigkeit	f_c	88	N/mm ²
Rohdichte	ρ	2300	kg/m ³
Materialverhalten	Nicht-lineares Spannungs-Dehnungsgesetz		

Tabelle 10: Materialparameter für Vergussmörtel

Bewehrungsstahl B550B

Materialparameter	Abkürzung	verwendeter Wert	Einheiten
Elastizitätsmodul	E	200000	N/mm ²
Streckgrenze	f_y	550	N/mm ²
mittlere Streckgrenze	$f_{y,m}$	605	N/mm ²
Zugfestigkeit	f_t	653	N/mm ²
Rohdichte	ρ	7850	kg/m ³
Materialverhalten	Bilineares ideal-elastisches Spannungs-Dehnungsgesetz		

Tabelle 11: Materialparameter für Bewehrungsstahl der Güte B550B

Stützenlängsbewehrung SAS 670/800

Materialparameter	Abkürzung	verwendeter Wert	Einheiten
Elastizitätsmodul	E	164000	N/mm ²
Streckgrenze	f_y	670	N/mm ²
mittlere Streckgrenze	$f_{y,m}$	742	N/mm ²
Zugfestigkeit	f_t	850	N/mm ²
Rohdichte	ρ	7850	kg/m ³
Materialverhalten	Bilineares ideal-elastisches Spannungs-Dehnungsgesetz		

Tabelle 12 Materialparameter für Bewehrungsstahl der Güte SAS 670/800

Stahlplatten S355			
Materialparameter	Abkürzung	verwendeter Wert	Einheiten
Elastizitätsmodul	E	200000	N/mm ²
Querdehnzahl	ν	0,3	-
Streckgrenze	f_y	355	N/mm ²
Rohdichte	ρ	7850	kg/m ³
Materialverhalten	Nach von Mises		

Tabelle 13 Materialparameter für Stahlplatten der Güte S 355

4.2.2 Randbedingungen

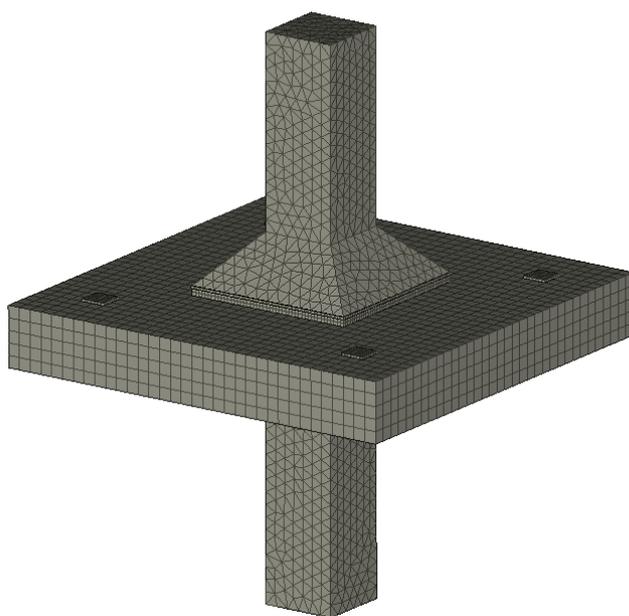
Nachdem alle Materialien zugewiesen sind, erfolgt die Definition der Randbedingungen. Da die Auflagerbedingungen der Stützenenden auf die gesamte Querschnittsfläche angesetzt werden, ist es bei den Versuchen nicht notwendig an dem unteren Ende der unteren Stütze sowie an dem oberen Ende der oberen Stütze eine Lasteinleitungsplatte anzubringen. Die Auflagerbedingung der unteren Stütze verhindert eine Verschiebung in alle 3 Richtungen und stellt somit ein räumlich festes Auflager dar. Die Auflagerbedingung der oberen Stütze sperrt die Verschiebung im Grundriss in x- und y-Richtung und stellt somit ein horizontal unverschiebliches und vertikal verschiebliches Auflager dar. Um ein horizontales Abrutschen der Stütze von der Decke zu verhindern, wird zwischen den verschiedenen angrenzenden Materialien mittels dem sogenannten „Fixed Contact for Surface“ eine horizontale Verbindung hergestellt. Danach werden sämtliche „Monitoring Points“ gesetzt. Sie geben die minimalen bzw. maximalen Dehnungen, Spannungen oder Kräfte im betrachteten Punkt, der betrachteten Linie oder auf der betrachteten Fläche wieder. Für die Erstellung der Kraft- Stauchungslinien ist die Kraft und die Verschiebung am oberen Ende der oberen Stütze notwendig. Des Weiteren werden die Kraft am Auflager, sowie die maximalen und minimalen Spannungen in der Deckenbewehrung, in der Längsbewehrung der oberen und unteren Stütze sowie die Spannungen und Verschiebungen der Decke gemessen. Die Lastaufbringung erfolgt mit zwei Lastintervallen. Im ersten Intervall wird die Deckenlast sowie eine Stauchung von 0,1 mm am oberen Ende der oberen Stütze aufgebracht. Die Last und die Stauchung werden in 10 Lastschritten aufgebracht. Die Stauchung der oberen Stütze um 0,1 mm entspricht einer Kraft von rund 100 kN. Aufgrund der Belastung der unteren Stütze durch die Deckenlast würde es ohne die gleichzeitige Stauchung der oberen Stütze zu Zugspannungen oberhalb der Decke kommen. Die geringe Stauchung der oberen Stütze stellt somit sicher, dass der Knoten keinen Zugkräften ausgesetzt wird. Anschließend erfolgt im zweiten Intervall die weggesteuerte Belastung der Stütze. Dabei wird pro Lastschritt eine Stauchung am oberen Ende der oberen Stütze von 0,3 mm aufgebracht. Je nach Ausführungsvariante kommt es dadurch zu unterschiedlichen Versagen. Bei jenen Versuchen, bei denen keine Last auf die Decke aufgebracht wird, ist eine Vorbelastung der oberen Stütze nicht notwendig. Somit ist in diesen Versuchen nur ein Intervall vorhanden, bei welchem die obere Stütze, gleich dem zweiten Intervall jener Versuche mit Deckenbelastung, mit 0,3 mm Verschiebung pro Lastschritt gestaucht wird. Bei den Versuchen mit der halben Deckenlast wird zwar die Deckenbelastung halbiert, die Vorbelastung der Stütze bleibt jedoch bei einer Stauchung von 0,1 mm. Die Belastung der oberen Stütze im zweiten Intervall bleibt ebenfalls ident bei einer Stauchung von 0,3 mm pro Lastschritt.

4.2.3 FE-Netz

Bevor das Model berechnet werden kann, ist es notwendig, ein FE-Netz zu erstellen. Besonderes Augenmerk wird dabei auf die Größe des Netzes gelegt. Ein zu groß gewähltes Netz liefert in der anschließenden Berechnung ungenaue Ergebnisse. Ein sehr dichtes Netz hingegen liefert zum einen genaue Ergebnisse, jedoch steigt die Anzahl der Netzelemente exponentiell an. Dadurch wird eine sehr hohe Rechenleistung erforderlich. Dies führt wiederum zu langen Rechenzeiten. Es ist somit notwendig, ein ausreichend dichtes Netz zu erstellen. Dies kann durch eine teilweise Verdichtung des FE-Netzes erreicht werden. Bei den Versuchen ist daher die Größe des Netzes in allen Stahlplatten, sowohl in den Lasteinleitungsplatten zur Aufbringung der Deckenlasten als auch in der Stahlplatte am unteren Ende der oberen Stütze, sowie im Vergussmörtel reduziert.

Als Netztyp ist für sämtliche Bewehrungen, welche als Linien modelliert sind, das standardmäßig verwendete lineare Element gewählt. Für die Volumina sind, mit Ausnahme der aufgeweiteten Stützen, als Elementtyp Hexaeder Elemente gewählt. Somit ist das FE-Netz für alle Stahlplatten, dem Vergussmörtel, der Decke und den geraden Stützen des Referenzstützen-Deckenknotens aus Hexaeder Elementen modelliert. Für die Stützen mit Aufweitung am Ende werden Tetraeder Elemente verwendet, da eine Modellierung des Netzes mit Hexaeder Elementen nicht möglich ist.

Die standardmäßig verwendete Größe des Netzes liegt bei 5cm und wird bei allen Versuchen der Stützen-Deckenknoten sowohl bei der Decke als auch bei der Stütze verwendet. Bei jenen Knoten mit aufgeweiteten Stützenenden stellte sich heraus, dass die anfänglich gewählte Netzgröße der Tetraeder Elemente von 7,5 cm als zu groß angenommen und aufgrund der ungenauen Ergebnisse, auf 5,0 cm reduziert werden musste. Des Weiteren musste die Netzgröße auch für die Referenzstütze auf 2,5 cm reduziert werden. Wie oben bereits erwähnt, wird an einigen Volumina eine Netzverdichtung vorgenommen. Daher ist die reduzierte Netzgröße für den Vergussmörtel sowie für alle Stahlplatten mit 1,5 cm angenommen. Dadurch kann ein zufriedenstellend genaues Ergebnis erreicht werden. Je nach Aufweitung ergibt sich daher für einen Stützen-Deckenknoten eine unterschiedliche Anzahl an Elementen. Die folgende Abbildung 37 zeigt das Netz des Stützen-Deckenknoten und die verwendeten Netzelemente sowie deren zugehörige Anzahl.



**Netzelemente bei Versuch
0_100_20_1:1**

Netztyp	Anzahl
linear elements	2536
Tetrahedra elements	19355
Hexahedra elements	12603
nodes	26262

Abbildung 37: Netz bei SDK mit Aufweitung

4.3 Auswertung und Vergleich der numerischen Simulation

4.3.1 Allgemeines

Wie bereits oben erwähnt konnten die Versuche mit Hilfe der aufgezeichneten Stauchungen und Kräfte ausgewertet werden. Insbesondere wurde dabei auf folgende Punkte besonderes geachtet

- Die maximal auftretende Druckkraft sowie die zugehörige Stauchung
- Das Kraft- Stauchungsdiagramm am oberen Ende der oberen Stütze
- Die jeweiligen Stauchungen bei Erreichen der Designlast, der charakteristischen Last sowie der quasiständigen Last der Referenzstütze
- Die Ausbreitung der Risse sowie die Verformung der Decke durch die Stütze

In der nachfolgenden Abbildung 38 ist die Isometrie eines Referenzstützen-Deckenknoten sowie der größten Aufweitung dieser Versuchsreihe dargestellt. Die Abbildung stellt den Spannungsverlauf in z-Richtung und die Risse bei der jeweiligen maximalen Druckbelastung dar. Beim Deckenknoten ohne Aufweitung der Stützen sind die Risse in der Decke deutlich zu erkennen. Beim rechts abgebildeten Knoten mit aufgeweiteten Stützenenden fallen diese deutlich geringer aus. Des Weiteren kündigt sich im Referenzstützen-Deckenknoten das Versagen durch die vertikalen Risse am Stützenende bereits an. Sie weisen auf eine baldige Abplatzung der Betondeckung hin. Anders verhält es sich bei der aufgeweiteten Stütze im Bereich der Querschnittsvergrößerung. Hier nimmt die Spannung nach außen deutlich ab.

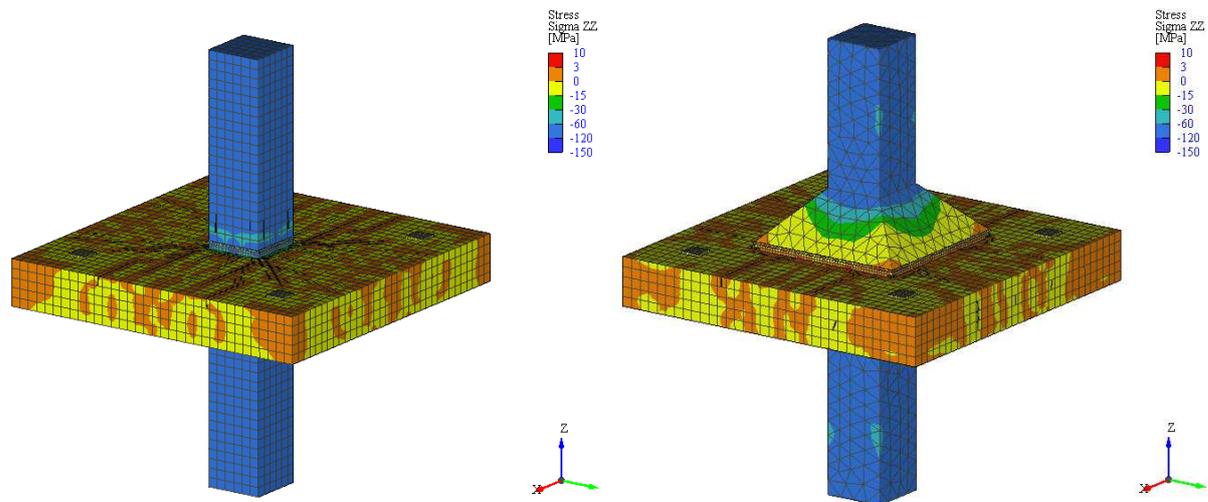


Abbildung 38: Links: Isometrie des 15_100_RFSDK, Rechts: Isometrie des 15_100_25_1:1

Zur besseren Visualisierung des Kräfteverlaufs ist in der nachfolgenden Abbildung 39 ein Schnitt durch die obigen Stützen-Deckenknoten dargestellt. Der Schnitt verläuft durch die Mitte der Stütze und stellt den Spannungsverlauf in z-Richtung dar. Im Schnitt durch den Referenzstützen-Deckenknoten lässt sich die Festigkeitssteigerung des Deckenbetons zwischen der oberen und unteren Stütze gut erkennen. Im Kernbereich lassen sich Festigkeitszunahmen der einaxialen Druckfestigkeit bis über den Faktor 2 erkennen. Derselbe Effekt tritt auch bei der Aufweitung auf. In diesem Fall ist aufgrund des vergrößerten Querschnitts eine Lastausbreitung nach außen zu erkennen. Die Druckkräfte im Deckenbeton nehmen jedoch mit zunehmender Exzentrizität nach außen ab. Durch den größeren Querschnitt wird der Deckenbeton der Aufweitung einer geringeren Druckbelastung als jener des Referenzstützen-

Deckenknoten ausgesetzt. Dies wirkt sich sowohl auf die Tragfähigkeit als auch auf die Verformung positiv aus.

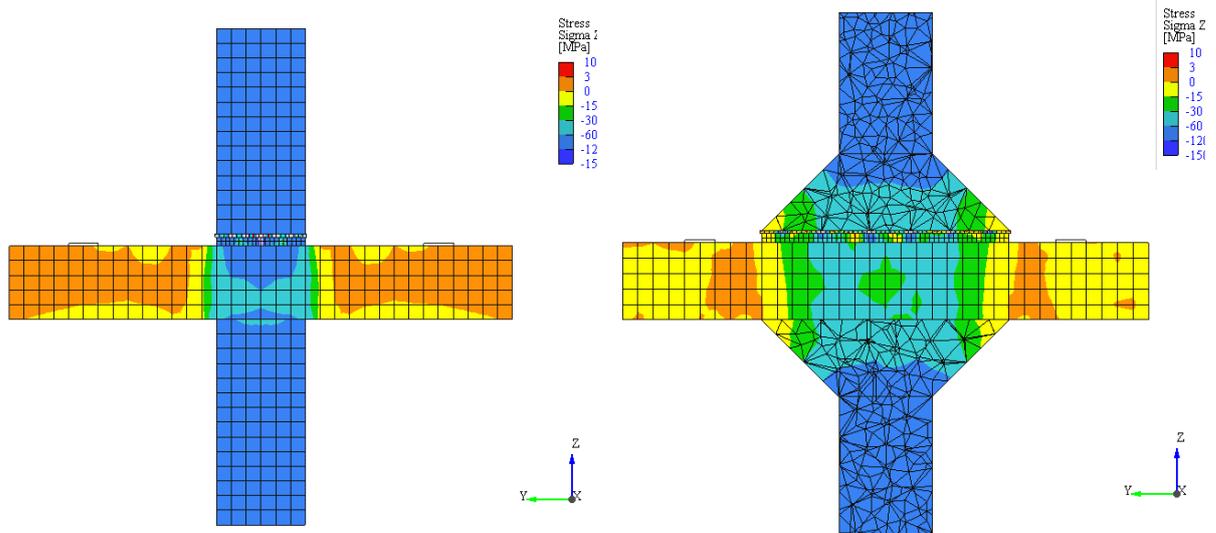


Abbildung 39: Spannungen in z-Richtung,
Links: Schnitt 15_100_RFSDK, Rechts: Schnitt 15_100_25_1:1

In Abbildung 40 ist der Spannungsverlauf in x-Richtung der obigen Knoten dargestellt. Bei beiden Stützen-Deckenknoten lässt sich der Querdruck im Deckenbeton aufgrund der Behinderung der seitlichen Ausdehnung erkennen. Im Fall der Aufweitung nimmt dieser jedoch nach außen hin ab, was die Abnahme der Druckkräfte in z-Richtung nach außen bestätigt. Im Bereich des kontinuierlichen Querschnitts der Stütze stellt sich aufgrund der Bügelbewehrung ebenfalls ein Querdruck ein. Dies ist unter anderem der Grund, weshalb bei beiden Knoten Festigkeiten oberhalb der einaxialen Druckfestigkeit des Stützenbetons erreicht werden. Beim Referenzstützen-Deckenknoten zeigt sich durch die Behinderung der Querdehnung im Bereich der Stahlplatte ein erhöhter Querdruck. Dies führt zu den hohen Druckkräften in z-Richtung im oberen Bereich der Decke (siehe Abbildung 39, linkes Bild). Im unteren Bereich der Decke hingegen treten im Stützenanschnitt Querkzugspannungen auf. Im Fall der Aufweitung ist dieses Verhalten nicht erkennbar. Grund dafür könnte die Überlagerung der Querdruckkräfte mit Zugkräften sein, welche durch die Aufweitung der vertikalen Druckkräfte resultieren.

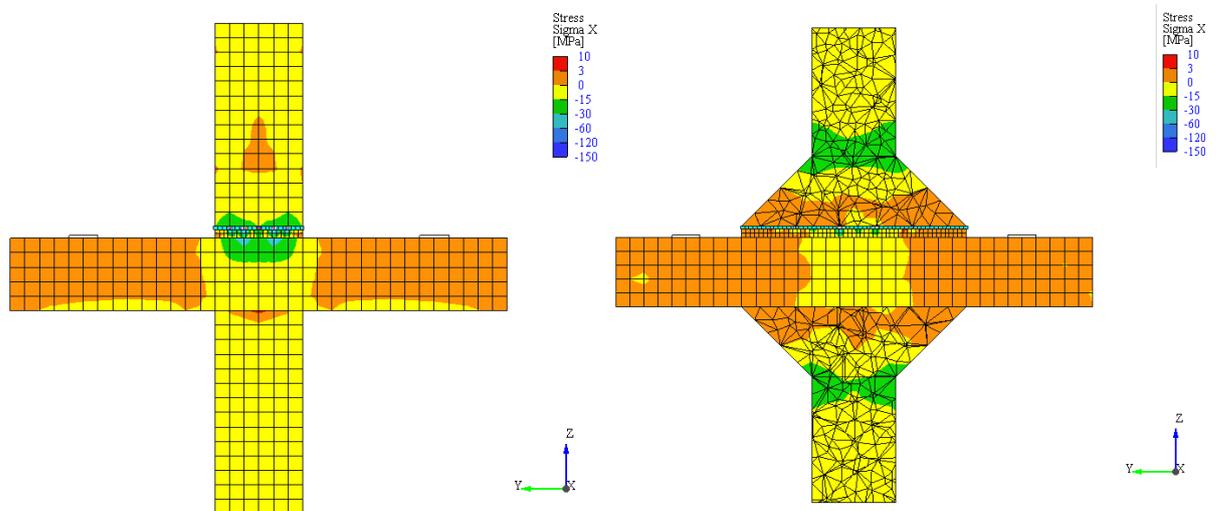


Abbildung 40: Spannungen in x-Richtung,
Links: Schnitt 15_100_RFSDK, Rechts: Schnitt 15_100_25_1:1

Im Anschluss wird für jede Versuchsreihe ein Diagramm mit den jeweiligen Kraft- Stauchungslinien der diversen Ausführungsvarianten betrachtet. Um die Kraft- Stauchungs-Diagramme der Referenzstütze und der Stützen-Deckenknoten vergleichen zu können, wird die Verschiebung am oberen Ende der (oberen) Stütze auf eine Stauchung umgerechnet. Die Verschiebung wird dabei durch die Gesamthöhe des Versuchsobjekts, bei der Referenzstütze gleich 300 cm und bei den Stützen-Deckenknoten gleich 229 cm, dividiert. In allen Diagrammen sind die Bemessungslasten N_{Rd} , N_{Rk} , und N_{Rqs} mittels rot strichlierten horizontalen Linien dargestellt. Ebenso sind die maximalen Kräfte und die diversen Stauchungen in tabellarischer Form zusammengefasst.

4.3.2 Referenzstütze

Vor den einzelnen Versuchsreihen wird die numerische Simulation der Referenzstütze ausgewertet. In der folgenden Abbildung 41 ist die Kraft-Stauchungsbeziehung der Referenzstütze dargestellt.

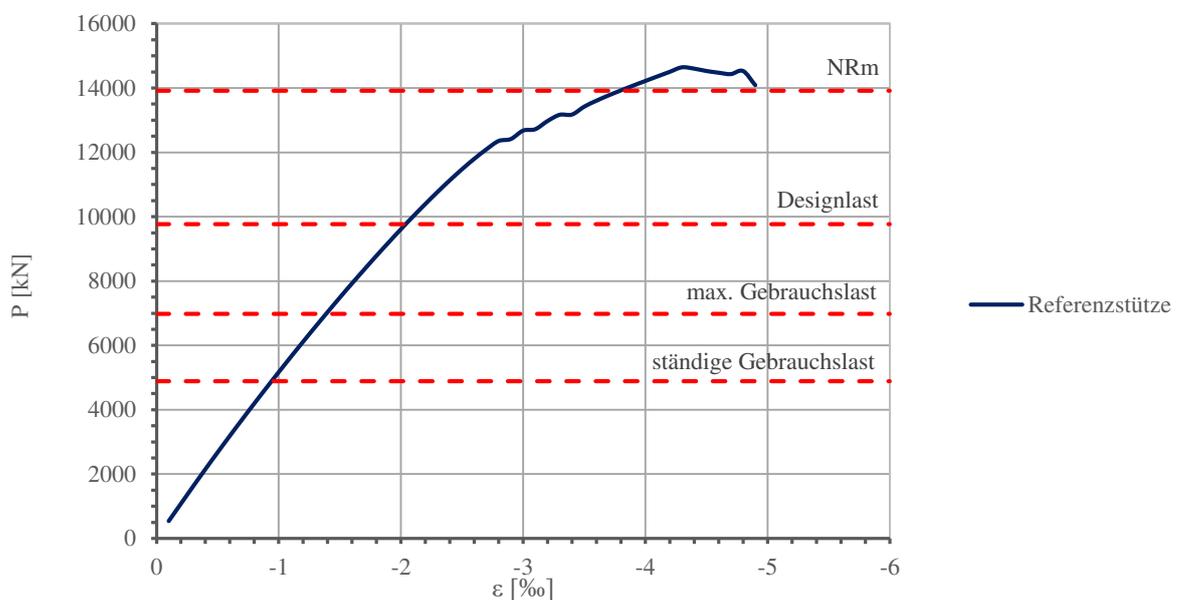


Abbildung 41: Kraft-Stauchungs-Diagramm der Referenzstütze

Die dunkelblau dargestellte Kraft- Stauchungsbeziehung der Referenzstütze weist eine maximale Bruchlast von 14.646 kN bei einer Stauchung von 4,3 ‰ auf. Ab einer Last von rund 12.000 kN beginnt eine Aufweichung der Stütze, dies ist durch das Abflachen der Linie erkennbar. Grund dafür ist das beginnende Erreichen der einaxialen Druckfestigkeit des Betons sowie der Streckgrenze des SAS 670/800. In der folgenden Tabelle 14 sind die berechneten sowie die im Versuch ermittelten Lasten und Stauchungen enthalten.

Referenzstütze			
	Last	berechnete Stauchung	gemessene Stauchung
N_{max}	14.646 kN		-4,30 ‰
N_{Rm}	13.917 kN	-3,62 ‰	-3,79 ‰
N_{Rd}	9.767 kN	-1,81 ‰	-2,04 ‰
N_{Rk}	6.976 kN	-1,30 ‰	-1,39 ‰
N_{Rqs}	4.883 kN	-0,88 ‰	-0,94 ‰

Tabelle 14: Zusammenfassung der Bruchlasten und der Stauchungen der Referenzstütze

N_{\max} stellt dabei die maximale im Versuch erreichte Druckkraft in kN dar. N_{Rm} steht für die händisch berechnete maximal aufnehmbare Normalkraft nach Gleichung (43). Mit N_{Rd} wird die Designlast der Stütze, mit N_{Rk} die charakteristische Last und mit N_{Rqs} die quasi ständige Gebrauchslast bezeichnet. Die charakteristische und die quasi-ständige Druckkraft wird dabei auf Basis der Designlast ermittelt. Aufgrund des hohen Bewehrungsgrades wird bei sämtlichen Lasten der Nettoquerschnitt angesetzt. Die Lasten berechnen sich dabei wie folgt.

$$N_{Rd} = A_{\text{netto}} \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{yd} \quad (59)$$

$$N_{Rk} = N_{Rd}/1,4 \quad (60)$$

$$N_{Rqs} = N_{Rd}/2,0 \quad (61)$$

Die Stauchung des Betons wird auf Basis der in Abbildung 20 dargestellten Spannungs-Dehnungslinie berechnet. Aufgrund der hohen Stauchungen, welche über die Bruchdehnung ε_{cu2} des Betons hinausgehen, wird die Linie gedanklich nach rechts nicht begrenzt. Damit wird die Verformungskurve des Betons ab dem Erreichen der Dehnung der Maximalfestigkeit ε_{c2} mit einem ideal-plastischen Verhalten beschrieben. Demnach berechnet sich die Spannung im Beton in Abhängigkeit der Verformung ε_c durch geringfügige Adaption der Gleichungen (15) und (16) wie folgt zu:

$$\sigma_c = f_{cm} \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right] \quad \text{für } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2} \quad (62)$$

$$\sigma_c = f_{cm} \quad \text{für } \varepsilon_{c2} \leq \varepsilon_c \quad (63)$$

Dem Materialverhalten des Bewehrungsstahls liegt eine bilineare Verformungskurve zugrunde. Die Streckgrenze f_{ym} von 742 N/mm² ist bei einer Dehnung von rund 3,62 ‰ erreicht. Anschließend verläuft die Kurve deutlich flacher und endet bei der Bruchspannung f_u von 850 N/mm² und der zugehörigen Bruchdehnung von 57 ‰. Die Spannungs-Dehnungslinie ist in der folgenden Abbildung 42 dargestellt.

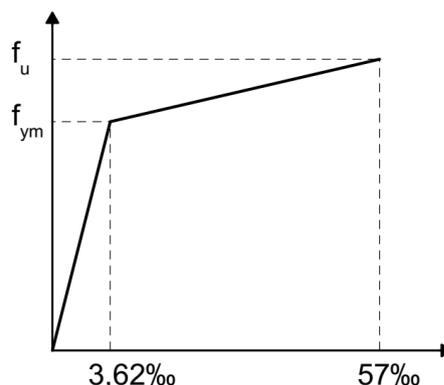


Abbildung 42: Spannungs-Dehnungslinie für Stahl SAS 670/800

Unter der Voraussetzung eines optimalen Verbunds, nimmt die Dehnung der Längsbewehrung ε_s und die Dehnung des Betons ε_c stets den selben Wert an. In Kombination mit den angewandten Materialmodellen bedeutet dies, dass ab einer Dehnung von $\varepsilon_{cu2} = 2,4$ ‰, jede weitere Verformung lediglich zu einer Erhöhung der Spannung im Bewehrungsstahl führt. Bei einem Wert von 3,62 ‰ erreicht die Spannung

im Stahl die Fließgrenze. Definitionsgemäß stellt dies daher die bei der Designlast vorhandene Spannung dar. Ab diesem Punkt würde bei zunehmender Verformung die Spannung im Stahl nur mehr gering ansteigen. Dies würde zu einer sehr großen Verformung führen, welche durch den Beton nicht aufgenommen werden könnte. Daher wird für die Bruchlast keine Verformung berechnet und lediglich die bei der numerischen Simulation gemessene Stauchung angeführt.

Die in der numerischen Simulation gemessenen Stauchungen der Designlast N_{Rd} , der charakteristische Last N_{Rk} und der quasi ständigen Gebrauchslast N_{Rqs} , ergeben sich durch lineare Interpolation der Kraft- Stauchungslinie der Referenzstütze mit der jeweiligen Last.

4.3.3 Versuchsreihe 0_100

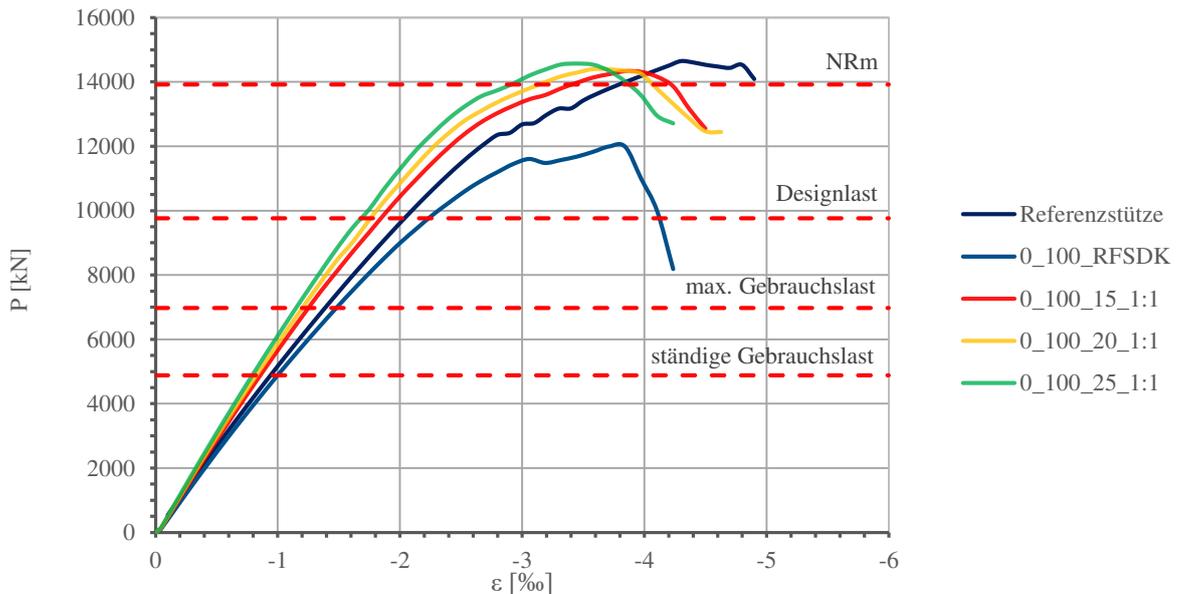


Abbildung 43: Kraft-Stauchungs-Diagramm der Versuchsreihe 0_100

Die erste Versuchsreihe, welche betrachtet wird, ist jene mit keinem Abstand zwischen Längsbewehrung und DOK. In weiterer Folge wird auf die Referenzstütze nicht mehr eingegangen, da dies bereits im vorherigen Kapitel ausführlich beschrieben wurde. Deutlich von den anderen Versuchen hebt sich jener des Referenzstützen-Deckenknotens ab. Die hellblau dargestellte Linie erreicht ihren Höchstwert bereits bei knapp unter 12.000 kN. Dies entspricht lediglich 82 % der Referenzstütze. Es zeigt sich, dass es nach dem Erreichen der Bruchlast zu einem deutlichen Abfall der aufnehmbaren Druckkraft kommt. Dies lässt sich auf ein Versagen des Deckenbetons unter dem Vergussmörtel und ein anschließendes Ausknicken der Längsbewehrung der oberen Stütze zurückführen. Die Kraft- Stauchungsbeziehungen der unterschiedlichen Aufweitungen weisen eine Affinität zueinander auf. Alle Versuche zeigen eine höhere Steifigkeit als jene des Referenzstützen-Deckenknotens als auch die der Referenzstütze. Mit zunehmender Aufweitung kann die Traglast erwartungsgemäß gesteigert werden. Des Weiteren sinkt bei größer werdender Aufweitung die Stauchung bei der höchsten auftretenden Druckkraft. In Abbildung 43 ist dies durch die Verschiebung der Lastspitzen der Kraft- Stauchungslinien nach links, hin zu einer geringeren Stauchung, zu erkennen. Die maximalen Bruchlasten und die zugehörigen Stauchungen zur Bruchlast, Designlast, charakteristischen Last und quasi ständiger Last, sind in der nachfolgenden Tabelle 15 ersichtlich.

	Referenzstütze	0_100_RFSDK	0_100_15_1:1	0_100_20_1:1	0_100_25_1:1
N_{\max}	14.646 kN	11.995 kN	14.332 kN	14.399 kN	14.566 kN
$\epsilon(N_{\max})$	-4,30 ‰	-3,71 ‰	-3,84 ‰	-3,58 ‰	-3,45 ‰
$\epsilon(N_{Rd})$	-2,04 ‰	-2,24 ‰	-1,85 ‰	-1,76 ‰	-1,68 ‰
$\epsilon(N_{Rk})$	-1,39 ‰	-1,48 ‰	-1,25 ‰	-1,20 ‰	-1,15 ‰
$\epsilon(N_{Rqs})$	-0,94 ‰	-1,00 ‰	-0,86 ‰	-0,82 ‰	-0,79 ‰

Tabelle 15: Zusammenfassung der Bruchlasten und der Stauchungen der Versuchsreihe 0_100

Die Stauchung ϵ der Stütze ist dabei in ‰ angegeben. In der ersten Spalte ist in Klammer jene Last angegeben, auf welche sich die jeweilige Stauchung bezieht. Die Stauchung ist mittels linearer Interpolation der Ergebnisse der numerischen Simulation berechnet worden.

Alle drei Ausführungsvarianten erreichen eine Bruchlast von über 14 MN. Eine Vergrößerung der Aufweitung mit 15 cm führt zwar zu einer Erhöhung der Last, jedoch ist diese mit rund 100 bis 200 kN relativ gering.

4.3.4 Versuchsreihe 15_100

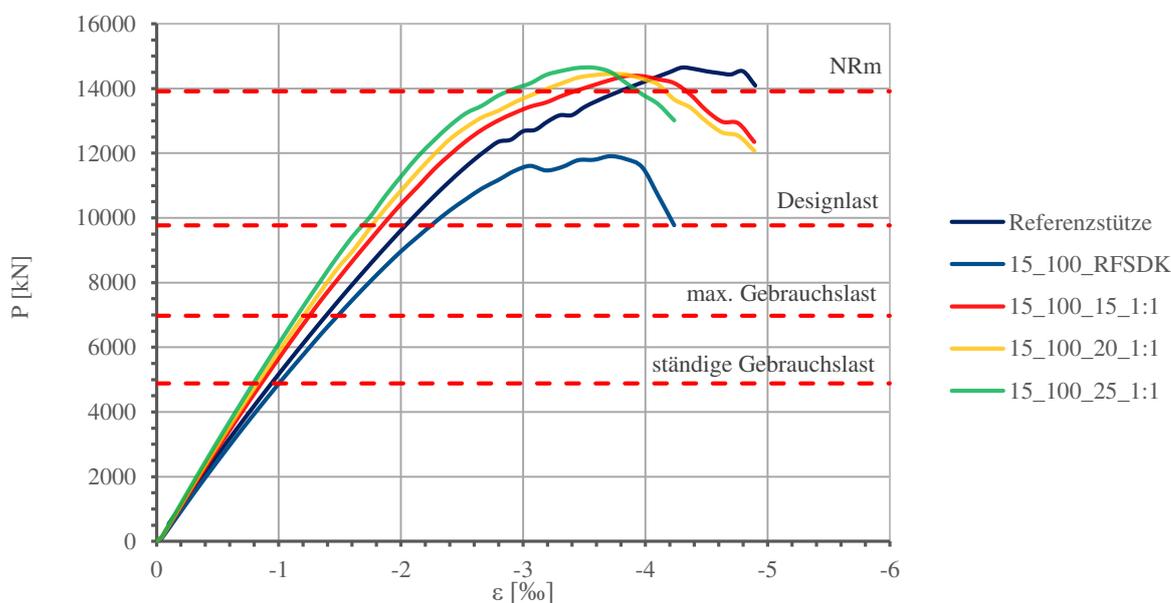


Abbildung 44: Kraft-Stauchungs-Diagramm der Versuchsreihe 15_100

Abbildung 44 zeigt die Kraft-Stauchungsbeziehung der Versuchsreihe mit 15mm Abstand zwischen Längsbewehrung und DOK. Die Verläufe sind ähnlich jenen der vorherigen Versuchsreihe. Der Referenzstützen-Deckenknoten erfährt im Vergleich zur Referenzstütze deutliche Einbußen. Die Bruchlast liegt wieder bei rund 12.000 kN und ist damit etwas geringer als bei der vorherigen Versuchsreihe. Durch die Aufweitung ist auch in diesem Fall eine Steigerung der Last sowie der Steifigkeit ersichtlich. Dabei ergeben sich trotz dem Abstand zwischen Längsbewehrung und DOK in dieser Versuchsreihe gering höhere maximale Druckfestigkeiten als es bei jener Versuchsreihe ohne Abstand der Fall ist. Allerdings weisen die Bruchlasten höhere Stauchungen auf. Dies deutet auf eine Aufweichung des Knotens hin und ist dadurch zu erklären, dass die über Spitzendruck übertragene Kraft durch eine Schicht aus weichem Deckenbeton unterbrochen wird. Für die Bemessungslasten ergeben sich für die Stauchung de facto dieselben Werte wie in der vorigen Versuchsreihe. Dies zeigt sich im Kraft-Stauchungs-Diagramm, da die Unterschiede in der Steifigkeit der verschiedenen Ausführungsvarianten zu Beginn gering sind. Erst mit zunehmender Belastung streuen diese Werte und es zeigt sich die höhere Steifigkeit

der größeren Aufweitung. Die genauen Werte der erzielten Druckfestigkeiten und die zugehörigen Stauchungen sind in Tabelle 16 zusammengefasst.

	Referenzstütze	15_100_RFSDK	15_100_15_1:1	15_100_20_1:1	15_100_25_1:1
N_{\max}	14.646 kN	11.908 kN	14.385 kN	14.453 kN	14.641 kN
$\epsilon(N_{\max})$	-4,30 ‰	-3,71 ‰	-3,84 ‰	-3,71 ‰	-3,58 ‰
$\epsilon(N_{Rd})$	-2,04 ‰	-2,25 ‰	-1,85 ‰	-1,76 ‰	-1,68 ‰
$\epsilon(N_{Rk})$	-1,39 ‰	-1,48 ‰	-1,25 ‰	-1,20 ‰	-1,15 ‰
$\epsilon(N_{Rqs})$	-0,94 ‰	-1,00 ‰	-0,86 ‰	-0,83 ‰	-0,79 ‰

Tabelle 16: Zusammenfassung der Bruchlasten und der Stauchungen der Versuchsreihe 15_100

4.3.5 Versuchsreihe 30_100

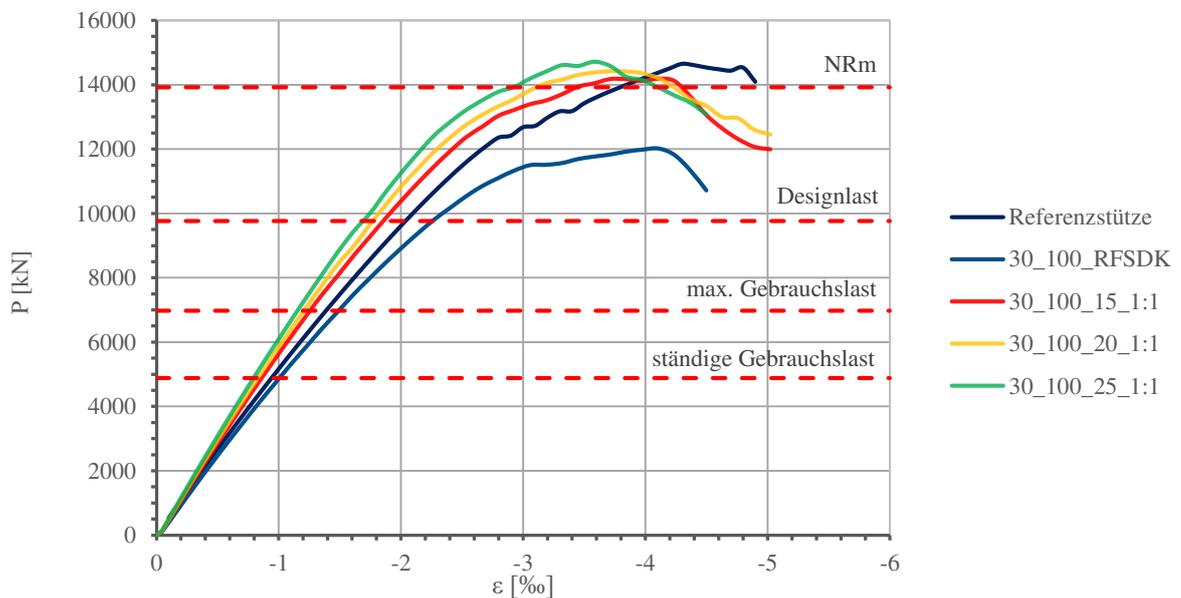


Abbildung 45: Kraft-Stauchungs-Diagramm der Versuchsreihe 30_100

Abbildung 45 zeigt die Kraft-Stauchungsbeziehung bei Erhöhung des Abstands zwischen Längsbewehrung und DOK auf 30 mm. Der Referenzstützen-Deckenknoten versagt wieder bei knapp über 12.000 kN. Damit ist dieser Referenzstützen-Deckenknoten entgegen den Erwartungen jener mit der höchsten Bruchlast. Jedoch weist er verglichen mit den geringeren Abständen zur DOK die größte Verformung auf. Die Aufweitungen verhalten sich ebenfalls ähnlich den vorherigen Versuchen, jedoch kann an dieser Stelle ein Abflachen des Lastabfalls nach Erreichen der maximalen Druckkraft festgestellt werden. Des Weiteren weisen die Bruchlasten eine erhöhte Streuung im Vergleich zu den vorherigen Versuchen auf. Während sich bei der Aufweitung mit 15 cm die geringste Bruchlast ergibt, stellt sich bei der Aufweitung mit 25 cm die größte Bruchlast, verglichen mit den vorigen Versuchen, ein. Die Stauchungen sind sehr ähnlich und teilweise ident jenen der Versuchsreihe 15_100 und etwas höher als jene der Versuchsreihe 0_100. Grund dafür ist die mit dem größeren Abstand einhergehende Reduzierung der direkten Lastabtragung. Die zum Teil hohen Bruchlasten weisen jedoch darauf hin, dass der Abstand nicht zwangsläufig zu einer Reduzierung der Last führt. Vielmehr zeigt die Auswertung, dass sich durch Kraftumlagerungen, in Zusammenhang mit einer erhöhten Verformung, die Lasten über die Decke abgetragen. Die erhöhten Stauchungen wirken sich jedoch negativ auf die Gebrauchstauglichkeit

der Decke aus, da sie zu größeren Verformungen führen. In der folgenden Tabelle 17 sind die Kräfte und Stauchungen der Versuchsreihe 30_100 angeführt.

	Referenz- stütze	30_100_RFS DK	30_100_15_1:1	30_100_20_1:1	15_100_25_1:1
N_{max}	14.646 kN	12.018 kN	14.190 kN	14.426 kN	14.715 kN
$\epsilon(N_{max})$	-4,30 ‰	-4,10 ‰	-4,10 ‰	-3,71 ‰	-3,58 ‰
$\epsilon(N_{Rd})$	-2,04 ‰	-2,26 ‰	-1,85 ‰	-1,77 ‰	-1,69 ‰
$\epsilon(N_{Rk})$	-1,39 ‰	-1,49 ‰	-1,25 ‰	-1,20 ‰	-1,15 ‰
$\epsilon(N_{Rqs})$	-0,94 ‰	-1,00 ‰	-0,86 ‰	-0,83 ‰	-0,79 ‰

Tabelle 17: Zusammenfassung der Bruchlasten und der Stauchungen der Versuchsreihe 30_100

Allgemein lässt sich sagen, dass durch Variation des Abstandes zwischen DOK und Längsbewehrung, die Unterschiede in der Tragfähigkeit des SDK bei unter 2 % liegen. Ein Grund dafür ist die hohe vertikale Druckfestigkeit des Deckenbetons zwischen Vergussmörtel und Längsbewehrung. Aufgrund der konzentrierten Last entsteht bedingt durch die Behinderung der Querdehnung ein mehraxialer Spannungszustand, bei welchem Querdrücke in der Höhe der einaxialen Druckfestigkeit des Deckenbetons auftreten. Abbildung 46 lässt den Bereich des erhöhten Querdrucks in unmittelbarer Nähe der Längsbewehrung deutlich erkennen. Dies wiederum führt zu einer deutlichen Steigerung der vertikalen Druckfestigkeit des Deckenbetons. Daher ist es denkbar, dass die zwischen der Oberkante der Längsbewehrung und dem Vergussmörtel befindliche Schicht aus weichem Deckenbeton, nur eine mäßige Reduzierung der über Spitzendruck übertragenen Last mit sich bringt. Des Weiteren ist anzunehmen, dass der Deckenbeton, aufgrund des mehraxialen Druckzustands in Kombination mit einem vergrößerten Deckenbereich, in der Lage ist, die Kräfte aus dem reduzierten Spitzendruck aufzunehmen. Die folgende Abbildung 46 zeigt einen Ausschnitt der horizontalen und vertikalen Spannungen des Stützen-Deckenknotten 30_100_15_1:1 bei Erreichen der maximal aufnehmbaren Druckfestigkeit.

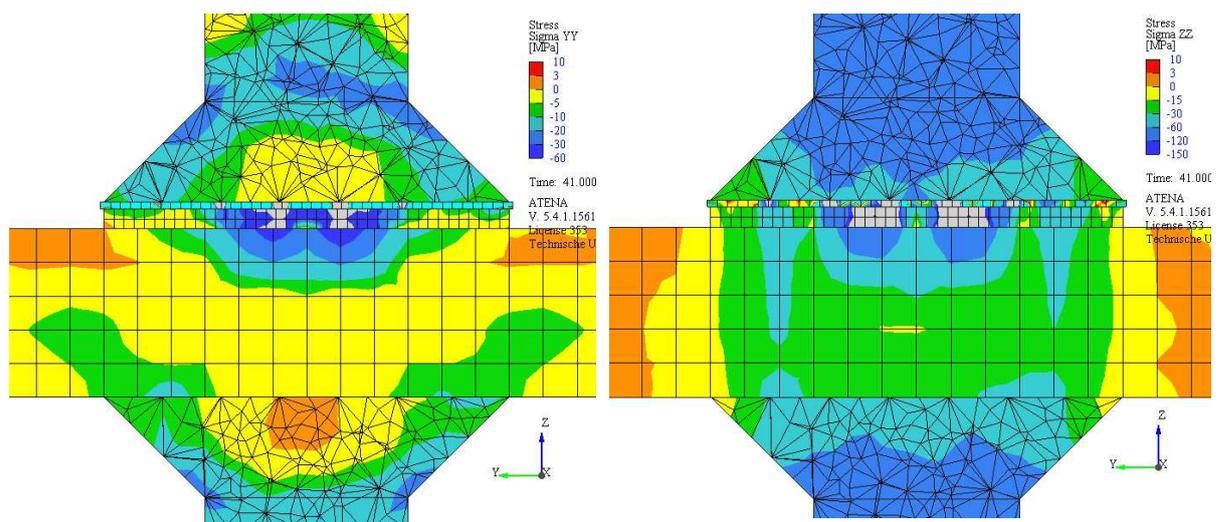


Abbildung 46: Links: horizontale Spannungen in y-Richtung,
Rechts: Spannungen in z-Richtung, bei Schnitt 30_100_15_1:1

Jene Bereiche, welche über eine Spannung von 150 N/mm² hinausgehen, sind in grau dargestellt. Im rechten Teil der Abbildung ist eine derart hohe Spannung im Bereich der über Spitzendruck übertragene Kraft im Vergussmörtel gut ersichtlich. Erwartungsgemäß stellen sich in diesen Bereichen auch im Vergussmörtel hohe Querdrücke ein.

An dieser Stelle muss auf die Größe des FE-Netzes der Decke eingegangen werden. Diese wurde vorab mit 5 cm bestimmt. Die Abstände zwischen Bewehrung und DOK liegen jedoch bei 1,5 bzw. 3,0 cm. Daher ist es durchaus denkbar, dass eine Verdichtung der Netzgröße in diesem Bereich die Auswirkungen der Zwischenschicht aus weichem Deckenbeton genauer abbilden. Daher ist es umso notwendiger, die Folgen geringer Verschiebungen in Anbetracht der Bautoleranz zu untersuchen.

4.3.6 Versuchsreihe 15_50

Anschließend an die Variation der Abstände zwischen Längsbewehrung und DOK wurden Versuche mit unterschiedlicher Deckenbelastung durchgeführt. Bei den weiteren Versuchsreihen ist eben jener Abstand immer mit 15 mm gewählt. Dies stellt somit den Standardfall der üblichen Bautoleranz dar.

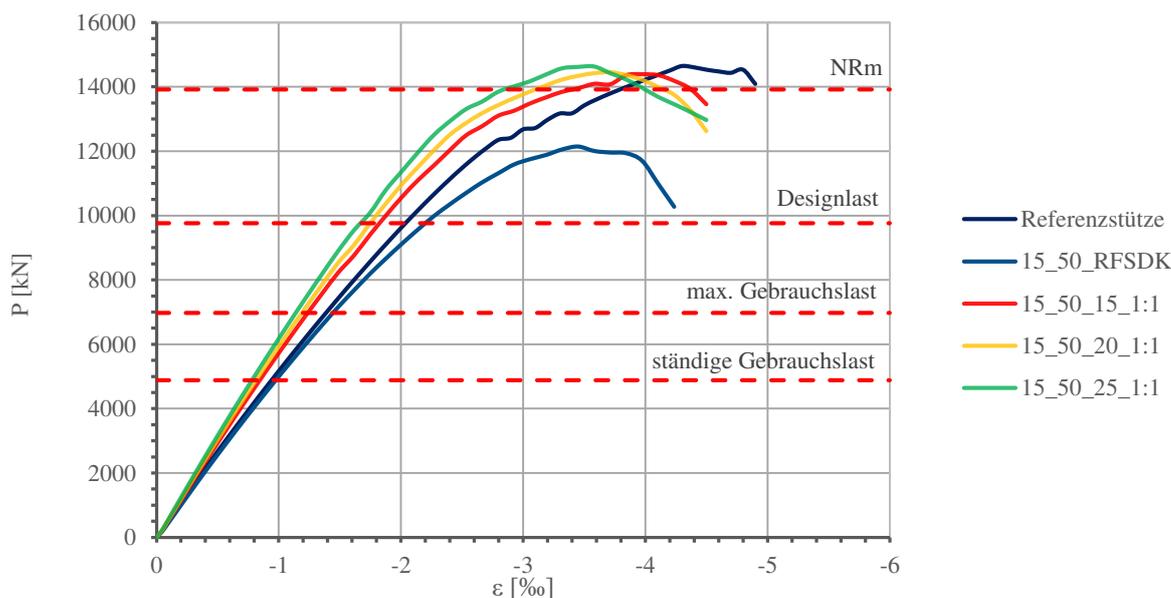


Abbildung 47: Kraft-Stauchungs-Diagramm der Versuchsreihe 15_50

In der Versuchsreihe 15_50 ist die Belastung der Decke auf 50 % reduziert. Dadurch erhöht sich die Tragfähigkeit des Referenzstützen-Deckenknotsens, im Vergleich zu jenem der Versuchsreihe 15_100, um rund 250 kN auf 12.145 kN (siehe Abbildung 47). Ebenso verhält sich der Knoten etwas steifer, wobei sich dies vor allem bei der Bruchlast niederschlägt. Die Unterschiede in der Verformung bei der Designlast bzw. den charakteristischen Lasten sind geringer. Auf die Stützen-Deckenknotten mit Aufweitung sind die Auswirkungen der verringerten Deckenbelastung marginal. Sowohl bei den Bruchlasten als auch bei den zugehörigen Stauchungen sind de facto keine Unterschiede zu nennen. Die Ergebnisse sind in der folgenden Tabelle 18 zusammengefasst.

	Referenz- stütze	15_50_RFSDK	15_50_15_1:1	15_50_20_1:1	15_50_25_1:1
N_{max}	14.646 kN	12.145 kN	14.389 kN	14.458 kN	14.636 kN
$\epsilon(N_{max})$	-4,30 ‰	-3,45 ‰	-3,97 ‰	-3,71 ‰	-3,58 ‰
$\epsilon(N_{Rd})$	-2,04 ‰	-2,20 ‰	-1,83 ‰	-1,75 ‰	-1,67 ‰
$\epsilon(N_{Rk})$	-1,39 ‰	-1,44 ‰	-1,24 ‰	-1,19 ‰	-1,14 ‰
$\epsilon(N_{Rqs})$	-0,94 ‰	-0,98 ‰	-0,84 ‰	-0,81 ‰	-0,78 ‰

Tabelle 18: Zusammenfassung der Bruchlasten und der Stauchungen der Versuchsreihe 15_50

4.3.7 Versuchsreihe 15_0

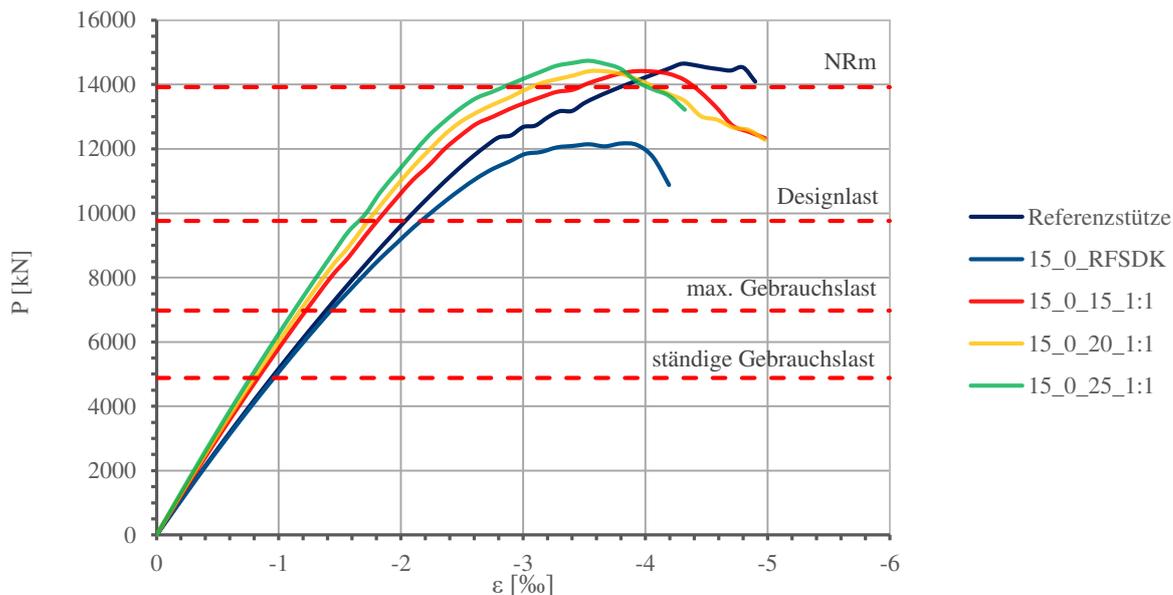


Abbildung 48: Kraft-Stauchungs-Diagramm der Versuchsreihe 15_0

Abbildung 48 zeigt das Kraft-Stauchungs-Diagramm der Versuchsreihe 15_0, bei welchem keine Deckenbelastung vorhanden ist. Der Verlauf sowie die Bruchlast und die Verformungen des Referenzstützen-Deckenknoten ist sehr ähnlich dem RFSDK bei 50 % der Gebrauchsdeckenlast. Bei den Verläufen mit Aufweitung zeigt sich ebenfalls die typische Form der anfänglich hohen Steifigkeit und die darauf folgende Abflachung der Linien bei rund 12.000 kN. Wie bei den vorherigen Versuchen verschiebt sich mit zunehmender Aufweitung die Lastspitze nach links, was auf die höhere Steifigkeit der größeren Aufweitungen hindeutet. Auffallend hoch ist die Bruchlast der geringen Aufweitung 15_0_15_1:1. Sie bezieht sich auf die Gleiche maximale Drucklast wie bei der größeren Aufweitung 15_0_20_1:1 mit 20 cm. Grund dafür ist der Anstieg der in Abbildung 48 in Rot dargestellten Linie bei rund 3,4 % Dehnung. Dieser Anstieg ist, wenn auch in geringerer Deutlichkeit, bei sämtlichen vorherigen Versuchen mit der geringsten Aufweitung zu erkennen. Demnach sollte beobachtet werden, ob sich dieses Verhalten auch bei den realen Versuchen einstellt.

	Referenz- stütze	15_0_RFSDK	15_0_15_1:1	15_0_20_1:1	15_0_25_1:1
N_{\max}	14.646 kN	12.168 kN	14.411 kN	14.411 kN	14.737 kN
ϵN_{\max}	-4,30 ‰	-3,80 ‰	-3,93 ‰	-3,67 ‰	-3,54 ‰
ϵN_{Rd}	-2,04 ‰	-2,16 ‰	-1,81 ‰	-1,73 ‰	-1,66 ‰
ϵN_{Rk}	-1,39 ‰	-1,43 ‰	-1,22 ‰	-1,18 ‰	-1,13 ‰
ϵN_{Rqs}	-0,94 ‰	-0,96 ‰	-0,83 ‰	-0,80 ‰	-0,77 ‰

Tabelle 19: Zusammenfassung der Bruchlasten und der Stauchungen der Versuchsreihe 15_0

4.3.8 Versuchsreihe 15_100_1:2

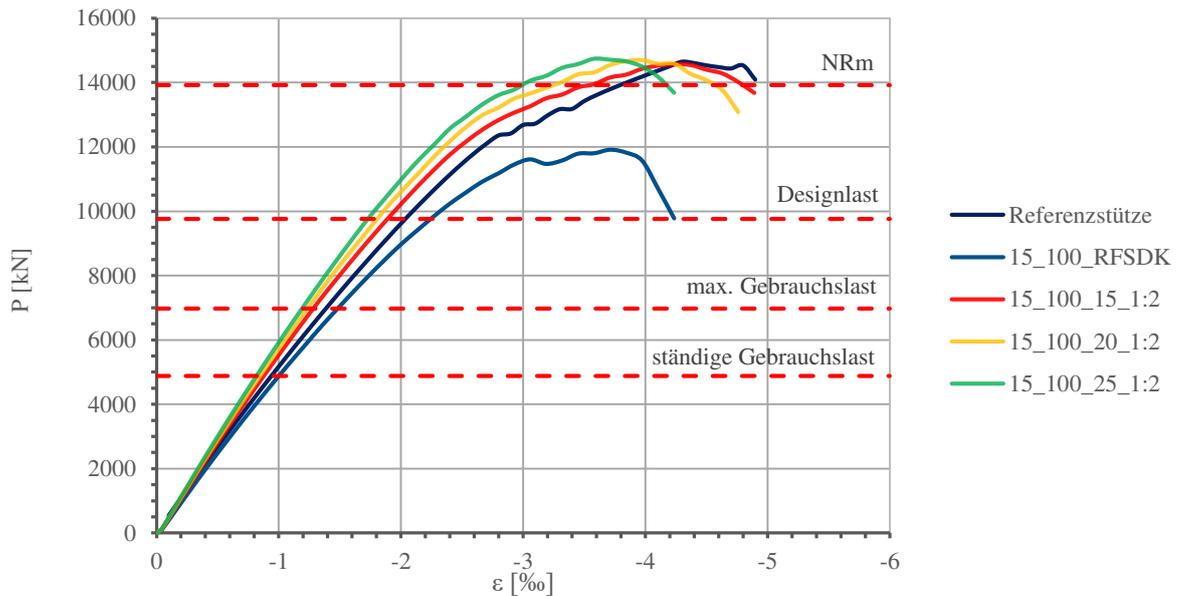


Abbildung 49: Kraft-Stauchungs-Diagramm der Versuchsreihe 15_100_1:2

Jene Versuchsreihe mit der steileren Aufweitung im Verhältnis 1:2 und der daraus resultierend geringeren Querschnittsfläche verhalten sich, verglichen mit jenen Stützen-Deckenknoten mit einem Winkel der Aufweitung von 45° , etwas weicher. In Abbildung 49 ist der „Knick“ der Kraft-Stauchungs-Linien bei rund 12.000 kN erkennbar, er fällt jedoch geringer aus als beim Pendant. Daher fallen die Werte für die Verformung ebenfalls gering höher aus (siehe Tabelle 20). Speziell die der Bruchlast zugehörige Verformung $\varepsilon_{(N_{\max})}$ nimmt zum Teil deutlich größere Werte an. Entgegen der Vermutung stellen sich trotz der geringeren Querschnittsflächen höhere Bruchlasten ein. Ein möglicher Grund dafür könnte in der geringeren Auslenkung der Druckkräfte der Stütze und der damit einhergehenden direkteren Abtragung der Lasten liegen. Abbildung 50 zeigt, dass sich bei einem Winkel der Aufweitung von 45° die Betondruckkräfte nicht vollständig nach außen ausbreiten. Deutlich zu erkennen ist die Abnahme der Normalkräfte in den Ecken der Aufweitung. Im Deckenbeton stellen sich zwei „Säulen“ im Bereich der Längsbewehrung ein, über welche der Großteil der Lasten übertragen wird. Bei der steileren Aufweitung hingegen, breitet sich die Last gleichmäßiger über den gesamten Querschnitt auf. Dadurch erhalten auch die Ränder der Aufweitung noch hohe Druckkräfte. Diese werden gleichmäßig über den gesamten unter der Stütze situierten Deckenbeton übertragen.

	Referenzstütze	15_100_RFSDK	15_100_15_1:2	15_100_20_1:2	15_100_25_1:2
N_{\max}	14.646 kN	11.908 kN	14.565 kN	14.697 kN	14.743 kN
$\varepsilon(N_{\max})$	-4,30 ‰	-3,71 ‰	-4,24 ‰	-3,97 ‰	-3,58 ‰
$\varepsilon(N_{Rd})$	-2,04 ‰	-2,25 ‰	-1,89 ‰	-1,81 ‰	-1,73 ‰
$\varepsilon(N_{Rk})$	-1,39 ‰	-1,48 ‰	-1,28 ‰	-1,23 ‰	-1,19 ‰
$\varepsilon(N_{Rqs})$	-0,94 ‰	-1,00 ‰	-0,88 ‰	-0,85 ‰	-0,82 ‰

Tabelle 20: Zusammenfassung der Bruchlasten und der Stauchungen der Versuchsreihe 15_100_1:2

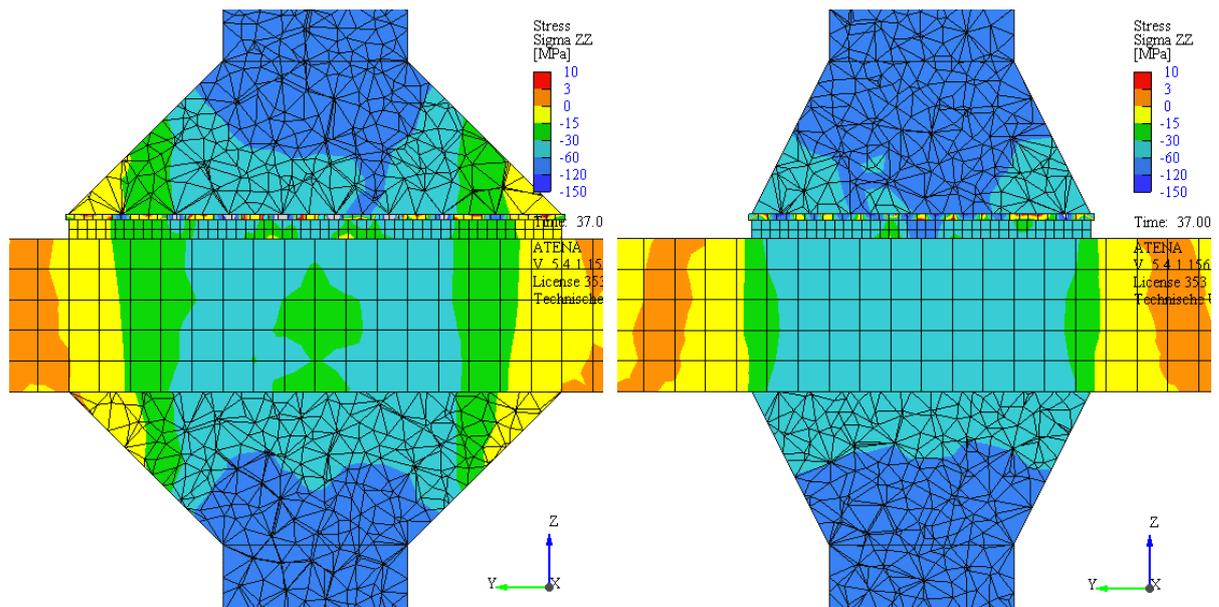


Abbildung 50: Darstellung der Spannungen in z-Richtung,
 Links: Schnitt 15_100_25_1:1, Rechts: Schnitt 15_100_25_1:2

Dieser Vergleich bringt die klare Erkenntnis, dass eine Aufweitung unter 45° nicht vollständig ausgenutzt wird und eine Aufweitung unter einem geringeren Winkel sinnvoller ist. Mit zukünftigen experimentellen und numerischen Untersuchungen sollte jener Winkel, unter welchem sich die Druckkräfte im Bereich der Aufweitung ausbreiten, ermittelt werden. Nachteilig könnte sich die geringere Querschnittsfläche auf die Durchstanzbemessung der Decke auswirken. Je geringer die Stützenabmessung, desto größer wirkt sich der positive Effekt der Aufweitung auf den Umfang im kritischen Rundschnitt aus. Da es sich beim vorliegenden Fall um kleine Stützenabmessungen handelt, führt bereits eine geringe Aufweitung zu einer deutlichen Steigerung des Durchstanzwiderstandes. So ist die Bemessung der Decke auf Durchstanzen schon ab einer Aufweitung von nur 5 cm erfüllt. Ein Vorteil ist die Möglichkeit, die Stützen innerhalb eines Geschoßes aussteifen zu können. Bei einer Geschoßhöhe von rund 3 bis 3,5 m und einem Stützenabstand im Grundriss von 6 bis 7 m, ergibt sich ebenfalls ein Verhältnis von 1:2. Dadurch könnten aussteifende Diagonalstäbe sehr gut in den Stützen-Deckenknoten integriert werden.

4.3.9 Versuchsreihe 15_100 mit Aufweitungsbewehrung \varnothing 16 mm

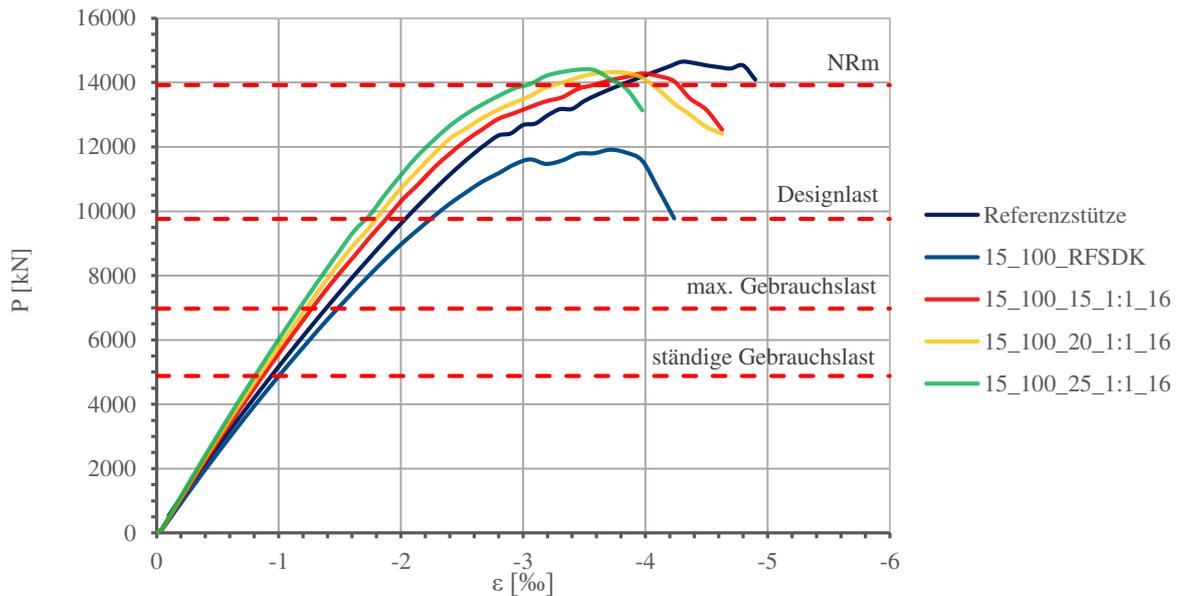


Abbildung 51: Kraft-Stauchungs-Diagramm der Versuchsreihe 15_100 mit Aufweitungsbewehrung \varnothing 16 mm

Bei dieser Versuchsreihe wird im Unterschied zur Versuchsreihe 15_100, der Durchmesser der Aufweitungsbewehrung von 20 mm auf 16 mm reduziert. Dadurch ergibt sich eine geringe Aufweichung des Knotens. Erwartungsgemäß verringert sich die maximal aufnehmbare Druckkraft zwischen rund 100 bis 250 kN. Umso größer die Aufweitung ist, desto höher wirkt sich der reduzierte Bewehrungsdurchmesser auf die Bruchlast aus. Dies führt dazu, dass der größte Stützen-Deckenknoten lediglich knapp unter 150 kN mehr Drucklast aufweist, als jener mit der geringsten Aufweitung. In Abbildung 51 ist dies dadurch zu erkennen, dass sich die Lastspitzen zwar mit abnehmender Aufweitung nach rechts verschieben, sich jedoch in ihrer Höhe nur gering unterscheiden (Vergleiche dazu Abbildung 44). In der nachfolgenden Tabelle 21 sind die genauen Werte angegeben.

	Referenzstütze	15_100_RFSDK	15_100 15_1:1_16	15_100 20_1:1_16	15_100 25_1:1_16
N_{\max}	14.646 kN	11.908 kN	14.280 kN	14.323 kN	14.404 kN
$\epsilon(N_{\max})$	-4,30 ‰	-3,71 ‰	-3,97 ‰	-3,71 ‰	-3,45 ‰
$\epsilon(N_{Rd})$	-2,04 ‰	-2,25 ‰	-1,88 ‰	-1,80 ‰	-1,71 ‰
$\epsilon(N_{Rk})$	-1,39 ‰	-1,48 ‰	-1,27 ‰	-1,22 ‰	-1,17 ‰
$\epsilon(N_{Rqs})$	-0,94 ‰	-1,00 ‰	-0,87 ‰	-0,84 ‰	-0,80 ‰

Tabelle 21: Zusammenfassung der Bruchlasten und der Stauchungen der Versuchsreihe 15_100 mit Aufweitungsbewehrung \varnothing 16 mm

4.3.10 Versuchsreihe 15_100 mit Aufweitungsbewehrung \varnothing 14 mm

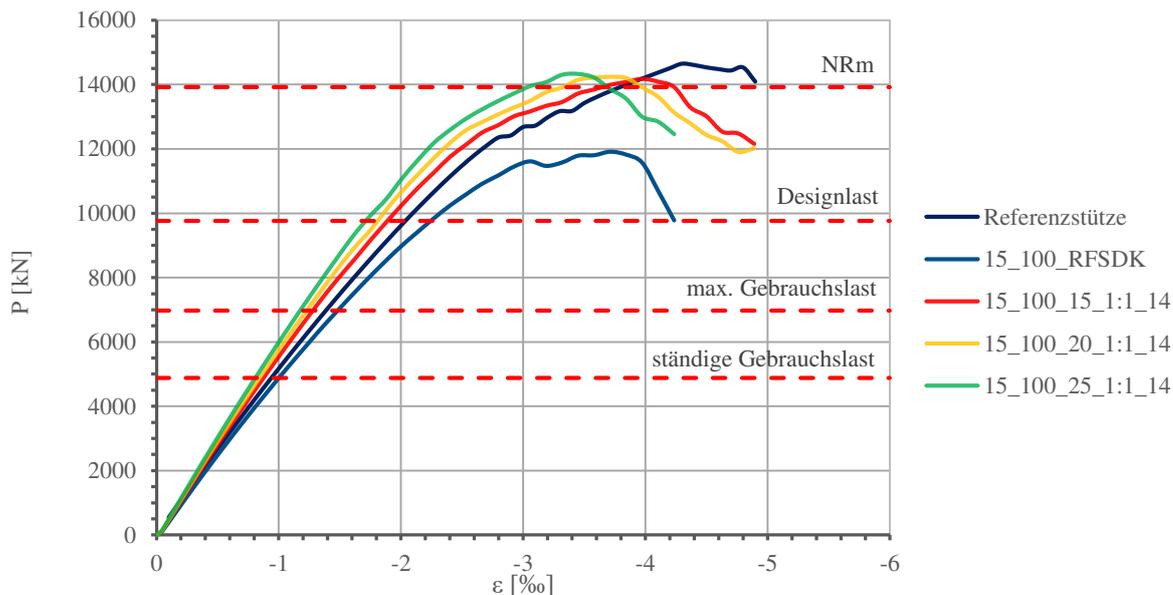


Abbildung 52: Kraft-Stauchungs-Diagramm der Versuchsreihe 15_100 mit Aufweitungsbewehrung \varnothing 14 mm

Abbildung 52 zeigt das Kraft-Stauchungs-Diagramm bei erneuter Reduktion der Aufweitungsbewehrung auf einen Durchmesser von 14 mm. Prinzipiell verhält sich der Verlauf der Linien ähnlich jenen der Versuchsreihe 15_100 mit Aufweitungsbewehrung Durchmesser 16 mm. Es kommt zu einer marginal erhöhten Verformung. Die neuerliche Reduktion des Durchmessers der Bewehrung führt abermals zu gering reduzierten aufnehmbaren Druckkräften. Wie bei der obigen Versuchsreihe sind die Auswirkungen des kleineren Bewehrungsquerschnitts mit zunehmender Aufweitung größer. Demnach verringern sich die Bruchlasten zwischen 200 und 300 kN im Vergleich zur Versuchsreihe mit Durchmesser 20 mm. Die Ergebnisse der numerischen Simulation sind in der nachfolgenden Tabelle 22 zusammengefasst.

	Referenzstütze	15_100_RFSDK	15_100 15_1:1_14	15_100 20_1:1_14	15_100 25_1:1_14
N_{\max}	14.646 kN	11.908 kN	14.174 kN	14.239 kN	14.334 kN
$\epsilon(N_{\max})$	-4,30 ‰	-3,71 ‰	-3,97 ‰	-3,71 ‰	-3,45 ‰
$\epsilon(N_{Rd})$	-2,04 ‰	-2,25 ‰	-1,89 ‰	-1,81 ‰	-1,71 ‰
$\epsilon(N_{Rk})$	-1,39 ‰	-1,48 ‰	-1,28 ‰	-1,23 ‰	-1,17 ‰
$\epsilon(N_{Rqs})$	-0,94 ‰	-1,00 ‰	-0,88 ‰	-0,84 ‰	-0,81 ‰

Tabelle 22: Zusammenfassung der Bruchlasten und der Stauchungen der Versuchsreihe 15_100 mit Aufweitungsbewehrung \varnothing 14 mm

Die Versuchsreihe zeigt, dass sich die Reduzierung der Aufweitungsbewehrung vor allem auf die Tragfähigkeit der Stützen-Deckenknoten auswirkt. So ist beispielsweise die Bruchlast der größten Ausführungsvariante, 15_100_25_1:1_14, mit Durchmesser 14 mm, niedriger als jene der kleinsten Ausführungsvariante, 15_100_15_1:1, mit Durchmesser 20 mm. Das bedeutet, dass bei einem geringeren Bewehrungsquerschnitt trotz der größeren Aufweitung keine höheren Lasten erzielt werden. Anders ausgedrückt, kann die größere Aufweitung den Tragfähigkeitsverlust aufgrund der kleineren Bewehrungsdurchmesser nicht ausgleichen.

Im Allgemeinen lässt sich sagen, dass die größeren Aufweitungen nur geringe Steigerungen der Traglast mit sich bringen. Das deutet darauf hin, dass für kleine Stützenabmessungen bereits geringe Aufweitungen deutliche Verbesserungen der Tragfähigkeit zur Folge haben. So erbringen die kleinsten Aufweitungen, im Vergleich zu den Referenzstützen-Deckenknoten, Traglaststeigerungen von über 2.000 kN. Wesentliche Unterschiede bei der Vergrößerung des diskontinuierlichen Stützenquerschnitts ergeben sich jedoch bei der Verformung. Hier erzielen die größeren Ausführungsvarianten deutlich höhere Steifigkeiten. Insbesondere die größere der Belastung entgegenwirkende Fläche im Deckenbereich und die damit verbundenen niedrigeren Spannungen sind im Hinblick auf die Gebrauchstauglichkeit von Bedeutung. Hier sollten tiefergehende Versuche und Berechnungen bezüglich dem Verhalten des Deckenbetons hinsichtlich der Kriechverformungen durchgeführt werden.

4.3.11 Spannung in der oberen Bewehrung der Decke

Im Folgenden wird der Unterschied der Spannungen in der obersten Lage der Deckenbewehrung verglichen. Dazu werden die mittels den numerischen Versuchen ermittelten maximalen Zugspannungen verglichen. Der betrachtete Bewehrungsstab ist mittig im Stützen-Deckenknoten angeordnet und befindet sich somit unter der oberen Stütze. Die folgende Tabelle 23 zeigt die Spannungen der Bewehrung in Abhängigkeit der Stützenart und der Höhe der Deckenlast. Dabei ist die Spannung zum Zeitpunkt nach Aufbringen der Deckenbelastung sowie zum Zeitpunkt der maximalen Belastung der Stütze angeführt.

Stützenart	Gebrauchsdeckenlast	σ nach Aufbringen DL	σ bei Fmax
15_0_RFDSK	0%	-	607,0 N/mm ²
15_50_RFDSK	50%	6,9 N/mm ²	605,2 N/mm ²
15_100_RFDSK	100%	34,2 N/mm ²	606,3 N/mm ²
15_0_20_1:1	0%	-	394,1 N/mm ²
15_50_20_1:1	50%	2,9 N/mm ²	414,2 N/mm ²
15_100_20_1:1	100%	7,8 N/mm ²	420,1 N/mm ²
15_100_20_1:2	100%	14,6 N/mm ²	456,3 N/mm ²

Tabelle 23: Vergleich der Spannungen der obersten Deckenbewehrung

Nach Aufbringen der halben bzw. der gesamten Gebrauchsdeckenlast sind die Spannungen in der Bewehrung allgemein sehr gering. Dies hängt damit zusammen, dass sich der betrachtete Bewehrungsstab direkt im Knoten befindet und die Belastung der Decke an den Rändern simuliert wird. Daher sind die stärker beanspruchten Bewehrungsstäbe der Decke außerhalb des Knotenbereichs. Die Versuchskörper mit Aufweitung führen dennoch zu einer Reduzierung der Zugspannungen. Mit größer werdender Aufweitung nimmt auch die Abnahme der Spannungen zu. Deutlicher fällt dies bei der maximalen Belastung der Versuchskörper aus. Beim Referenzstützen-Deckenknoten erhöht sich die Spannung in der Bewehrung nur durch Aufbringen der Stützenlast bis zur Fließgrenze. Die hohe Beanspruchung resultiert aus den großen Verformungen im Knotenbereich bedingt durch das Eindringen der Stütze in die Decke. Bei den Versuchen mit Aufweitung zeigt sich erneut die geringere Beanspruchung der Deckenbewehrung. Durch den größeren Querschnitt der Stütze kommt es zu geringeren Verformungen. Daher kommt die Deckenbewehrung selbst bei Erreichen der Bruchlast der Stütze nicht ins Fließen. Zusätzlich wirken sich die geringeren Spannungen in der Deckenbewehrung positiv auf die Verformung der Decke aus.

4.3.12 Vergleich Abstand zur DOK

Zum Vergleich der Auswirkungen der unterschiedlichen Abstände zwischen Längsbewehrung und DOK werden drei Referenzstützen-Deckenknoten und drei Variationen der Aufweitung 20_1:1 herangezogen. Die in Abbildung 53 links dargestellten RFSDK weisen bei einem größeren Abstand zur DOK eine größere Verformung auf. Demnach führt der Abstand zwischen Bewehrung und DOK zu einem Aufweichen des Knotens. Die Traglast blieb dabei jedoch annähernd gleich. Im rechten Teil der Abbildung ist die Ausführungsvariante mit 20 cm Höhe und einem Verhältnis 1:1 der Aufweitung ersichtlich. Auch diese Versuchsreihe reagiert auf den unterschiedlichen Abstand durch keine nennenswerten Änderungen der Traglast. Jedoch ergeben sich im Unterschied zu den RFSDK kaum Änderungen in der Verformung. Dies deutet darauf hin, dass die Stützen mit Aufweitungen auf den größeren Abstand zwischen Längsbewehrung und DOK weniger empfindlich reagieren, als die Stützen-Deckenknoten mit konstantem Stützenquerschnitt.

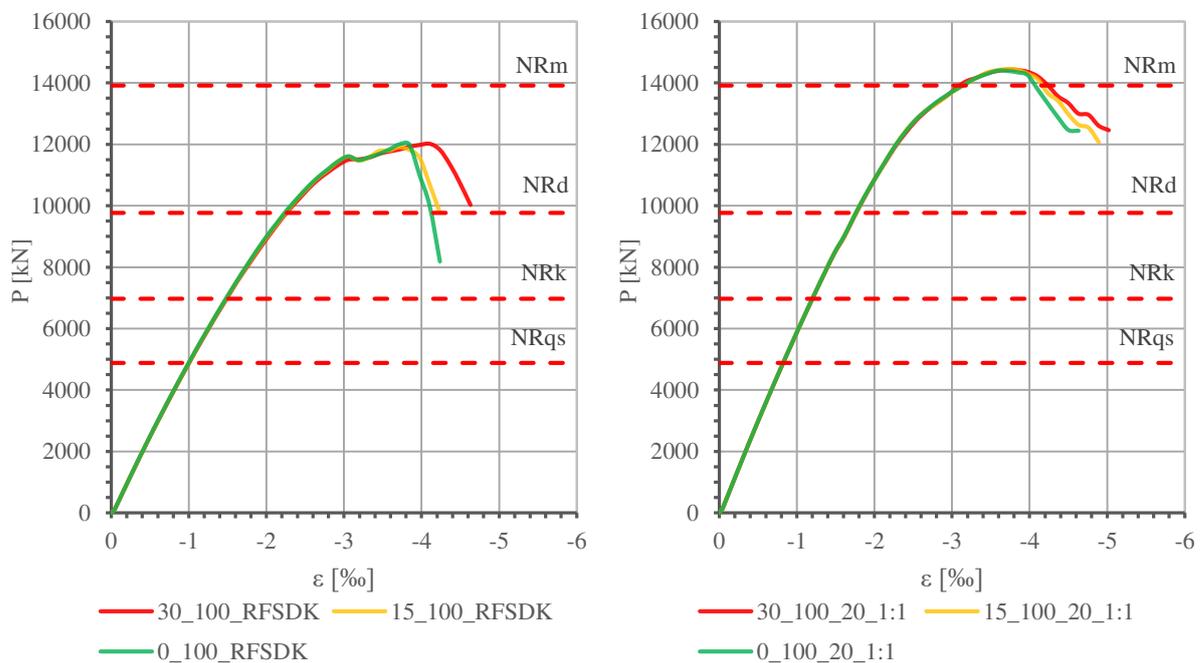


Abbildung 53: Vergleich Abstand zu DOK, Links: RFSDK, Rechts: Aufweitung 20_1:1

4.3.13 Vergleich Deckenbelastung

Zum Vergleich der Auswirkungen der Deckenlast wird wieder der Referenzstützen-Deckenknoten und der Stützen-Deckenknoten mit 20cm Aufweitung unter einem Verhältnis 1:1 betrachtet. Dabei variiert die Last auf der Decke zwischen der Gebrauchsdeckenlast, der halben Gebrauchsdeckenlast und einer Versuchsreihe ohne Belastung der Decke. Die im linken Teil der in Abbildung 54 dargestellten RFSDK zeigen die negativen Auswirkungen der höheren Deckenbelastung auf die Tragfähigkeit des Stützen-Deckenknoten auf. Die aufgrund der Belastung entstehenden Zugspannungen im oberen Deckenbereich und die daraus resultierende geringere Querdehnungsbehinderung im Knotenbereich ist ein Grund für dieses Verhalten. Des Weiteren führt die zunehmende Belastung der Decke zu einem geringen Verlust an Steifigkeit, was durch den etwas flacheren Anstieg der Kraft-Stauchungs-Linien erkennbar ist. Dennoch ist nahezu kein Unterschied der Verformung im Bereich der Bruchlast bemerkbar. Vergangene Untersuchungen bestätigen, dass höhere Deckenlasten zu Tragverlusten führen können. Insbesondere hohe Belastungen der Decke führen zu großen Verlusten der Tragfähigkeit. Im rechten Teil der Abbildung ist die Aufweitung dargestellt. Die höheren Deckenlasten führen zu gering höheren Verformungen

der Bruchlast. Die Traglast jedoch weist nur marginale Unterschiede auf. Demnach reagieren die Stützen-Deckenknoten mit Aufweitung auch auf höhere Belastungen der Decke weniger empfindlich als die Referenzstützen.-Deckenknoten. Dies ist vermutlich auf die geringeren Spannungen in der Längsbewehrung der Decke bei Erreichen der maximalen Last zurückzuführen.

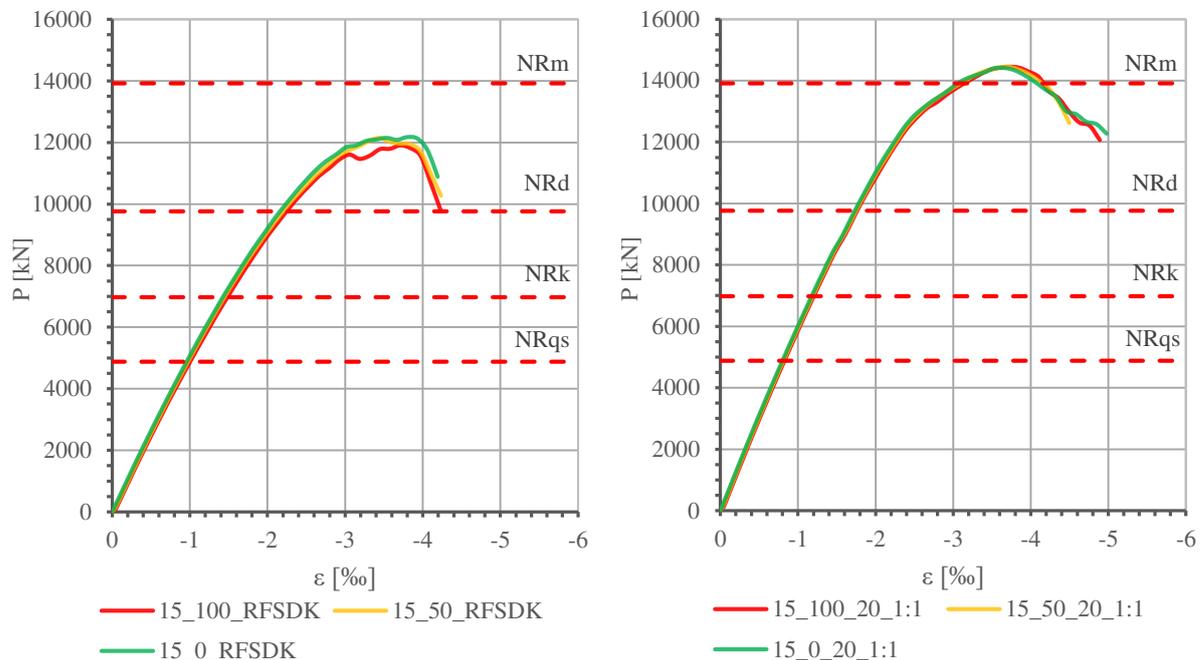


Abbildung 54: Vergleich Deckenbelastung, Links: RFSDK, Rechts: Aufweitung 20_1:1

4.3.14 Vergleich der Aufweitungslängsbewehrung

Abschließend werden die Versuche mit den unterschiedlichen Durchmessern der Aufweitungslängsbewehrung verglichen. Dazu sind in Abbildung 55 die Stützen-Deckenknoten mit 20 und 25 cm Aufweitung unter einem Verhältnis 1:1 dargestellt. Die Durchmesser der Bewehrung variieren dabei zwischen 20, 16, und 14 mm. Bei beiden Varianten führt ein geringerer Durchmesser zu Tragverlusten. Bei der größeren Aufweitung ist der Verlust der Tragfähigkeit etwas größer als bei der kleineren Aufweitung. Demnach ist ein Stützen-Deckenknoten mit Aufweitung nicht in der Lage, den aufgrund der Reduzierung der Bewehrungsdurchmesser verminderten Lastanteil, über den Knotenbereich abzutragen. Die Auswirkungen auf die Verformung sind dagegen minimal.

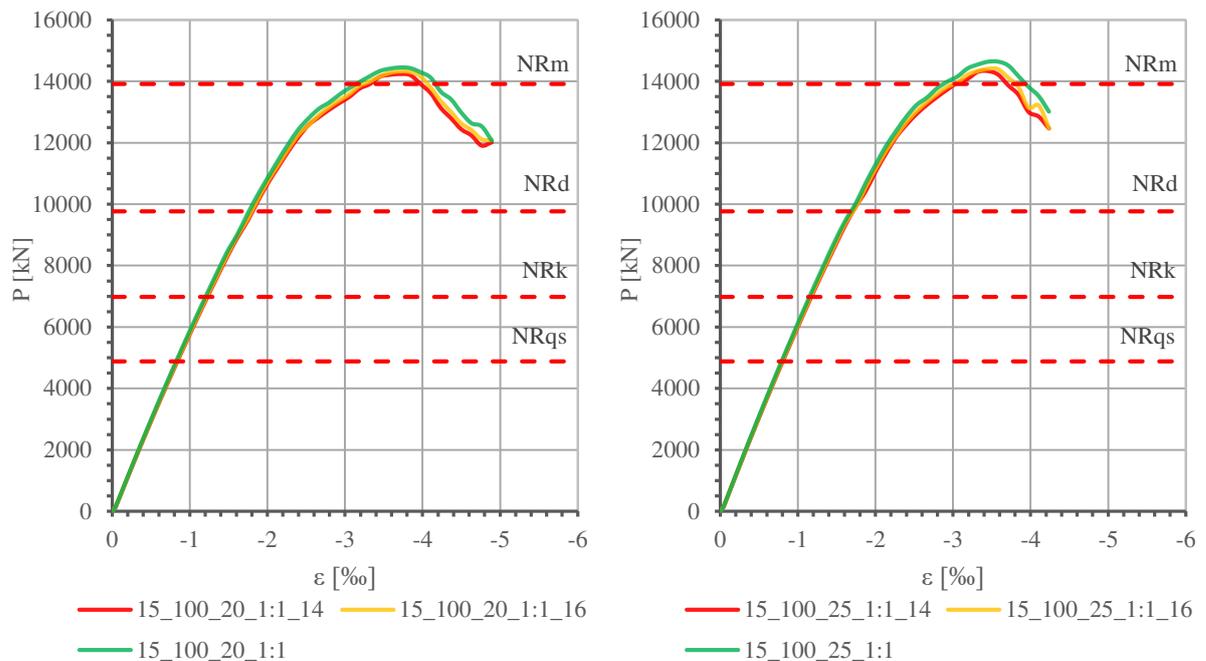


Abbildung 55: Vergleich der Aufweitungslängsbewehrung, Links: Auf. 20_1:1, Rechts: Auf. 25_1:1

4.3.15 Versagensverhalten und Rissbild

Das Versagensverhalten der Referenzstützen-Deckenknoten ist bei allen Versuchen sehr ähnlich. Es zeigt sich durch ein Eindringen der oberen Stütze in die Decke aus. Dabei treten am Stützenanschnitt vermehrt Risse auf. Infolgedessen versagt der Stützen-Deckenknoten in unmittelbarer Nähe des Stoßes. Das beschriebene Verhalten ist in Abbildung 56 dargestellt. Anders verhält sich das Versagen bei den Knoten mit Aufweitung. Hier wird die untere Stütze stärker in den Deckenbeton eingedrückt als die obere Stütze. Im rechten Teil der Abbildung 56 ist dies durch die erhöhte Rissbildung im Anschlussbereich der unteren Stütze zu erkennen. Das Versagen der Stützen-Deckenknoten mit Aufweitung hingegen findet immer im Bereich der Stütze statt. Dabei entstehen im Randbereich der Stütze Längsrisse, wodurch es zu einem Abplatzen der Betondeckung kommt.

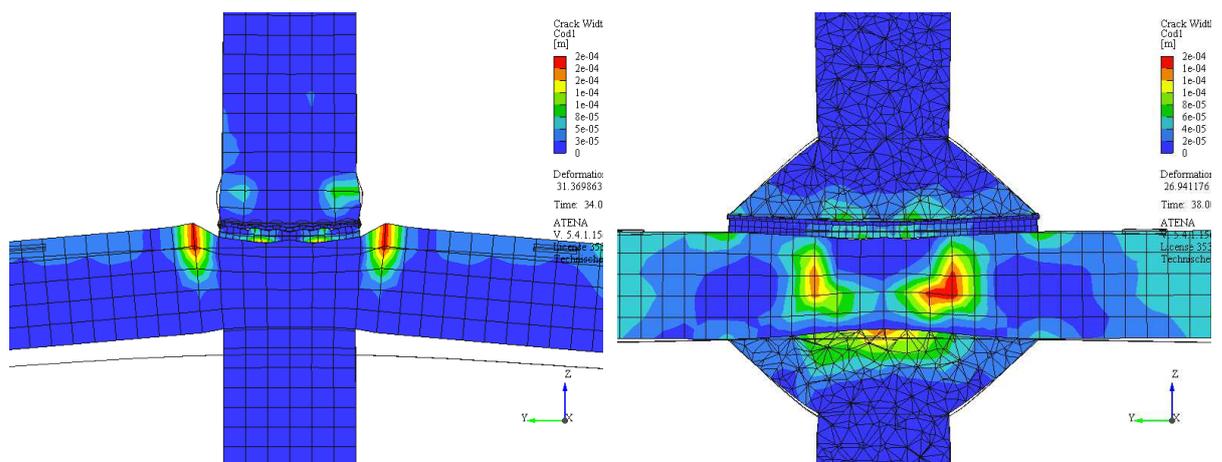


Abbildung 56: Vergleich des Rissbilds bei Schnitt, Links: 15_100_RFSDK, Rechts: 15_100_20_1:1

Bedingt durch das Eindringen der Stütze in die Decke bilden sich bei den Referenzstützen-Deckenknoten an der Oberseite der Decke deutliche Risse. Dabei kommt es unmittelbar unter der Stütze zu keinen nennenswerten Rissen. In den Bereichen in denen die Kanten der Stütze auf die Decke treffen,

reißt der Deckenbeton hingegen stark auf. Die Risse ziehen sich nach außen fort. Speziell in den Ecken der eingedrückten Stütze treten diese vermehrt auf. Bei der Aufweitung hingegen kommt es an der Oberseite der Decke zu geringen Rissbildungen. Lediglich im Bereich der Ecken der Stütze treten Risse auf. Diese nehmen nach außen hin zu den Ecken der Decke ab. Die beiden Rissbilder sind in Abbildung 57 dargestellt.

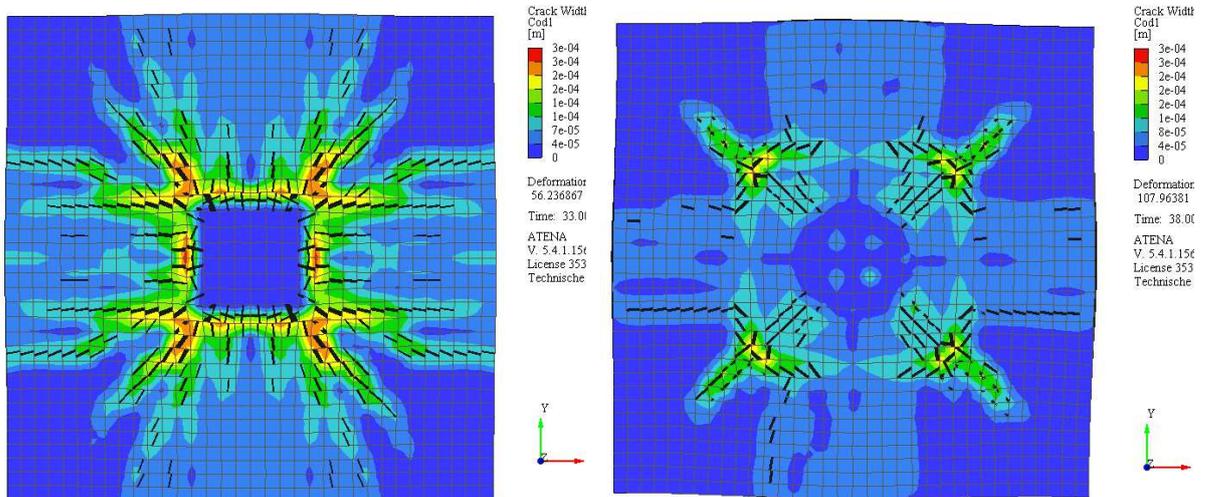


Abbildung 57: Vergleich des Rissbilds der Deckenoberseite, Links: 15_100_RFSDK, Rechts: 15_100_20_1:1

An der Unterseite der Decke kommt es beim Referenzstützen-Deckenknoten nur zu sehr geringen Rissen, welche vom Knotenbereich zu den Ecken der Decke verlaufen. Bei der Aufweitung hingegen kommt es bedingt durch das stärkere Eindringen der unteren Stütze zur erhöhten Rissbildung. Durch die Verformung im Knotenbereich reißt der Deckenbeton nach außen auf. Dabei breiten sich die Risse vom Kern ausgehend in die Ecken der Decke aus. Dies ist vermutlich auf die Umlenkkräfte zufolge der Aufweitung zurückzuführen. Am Ende der oberen Stütze nimmt die Stahlplatte die durch die Umlenkung entstehenden Spannungen auf. Am oberen Ende der unteren Stütze müssen diesen Umlenkkräften durch eine ausreichende Bügelbewehrung entgegengewirkt werden. Abbildung 58 zeigt die Rissbilder der Unterseite der Decke des Referenzstützen-Deckenknoten und des Stützen-Deckenknoten mit Aufweitung.

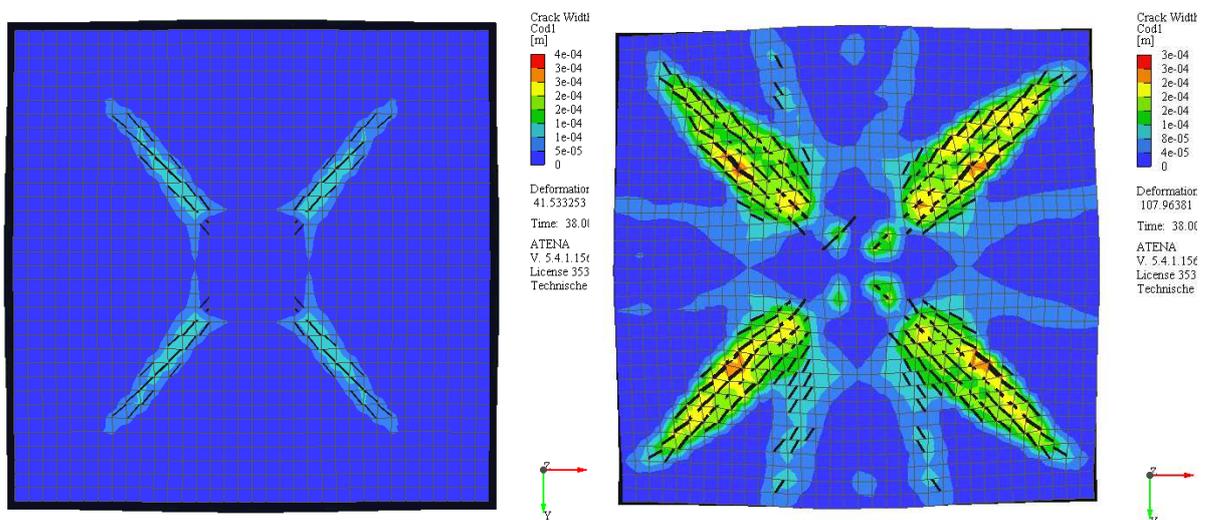


Abbildung 58: Vergleich des Rissbilds der Deckenunterseite, Links: 15_100_RFSDK, Rechts: 15_100_20_1:1

4.4 Nachrechnungen mit den Modellen aus der Literatur

Im folgenden Kapitel werden die unterschiedlichen Ausführungsvarianten nachgerechnet. Dabei wird speziell auf die in Kapitel 2.3.1, Untersuchungen zur mehraxialen Druckfestigkeit, gegebenen Bemessungsmodelle eingegangen. Abbildung 59 zeigt einen Vergleich der verschiedenen Bemessungsansätze für Stützen-Deckenknoten. Dabei variiert das Verhältnis der Deckendicke h zur Abmessung einer quadratischen Stütze von 2,5 bis 0,25. Bei einer konstanten Dicke der Decke h gleich 25 cm erstreckt sich die Stützenabmessung demnach von 10 bis 100 cm. Da dieses Verhältnis bei den Ansätzen von Bianchini et. al. [6] sowie bei Gamble und Klinar [7] nicht eingeht, sind die Ergebnisse konstant. Erst das Bemessungsmodell von Ospina und Alexander [8] berücksichtigt und inkludiert die Abmessungen des Stützen-Deckenknoten. Die Ermittlung der effektiven Betondruckfestigkeit nach Tue et. al. [10] und Shah et. al. [11] bezieht hinzukommend der Bewehrungsgrad der Decke ein. Dieser bezieht sich im vorliegenden Fall auf 0,53 %. Die Modelle weisen zum Teil deutliche Unterschiede auf. So liefert beispielsweise der Ansatz von Bianchini et. al. speziell für große Verhältnisse von h/c sehr hohe Festigkeiten. Für kleine Verhältnisse von h/c sind nach dem Ansatz von Shah et. al. die größten Festigkeiten möglich.

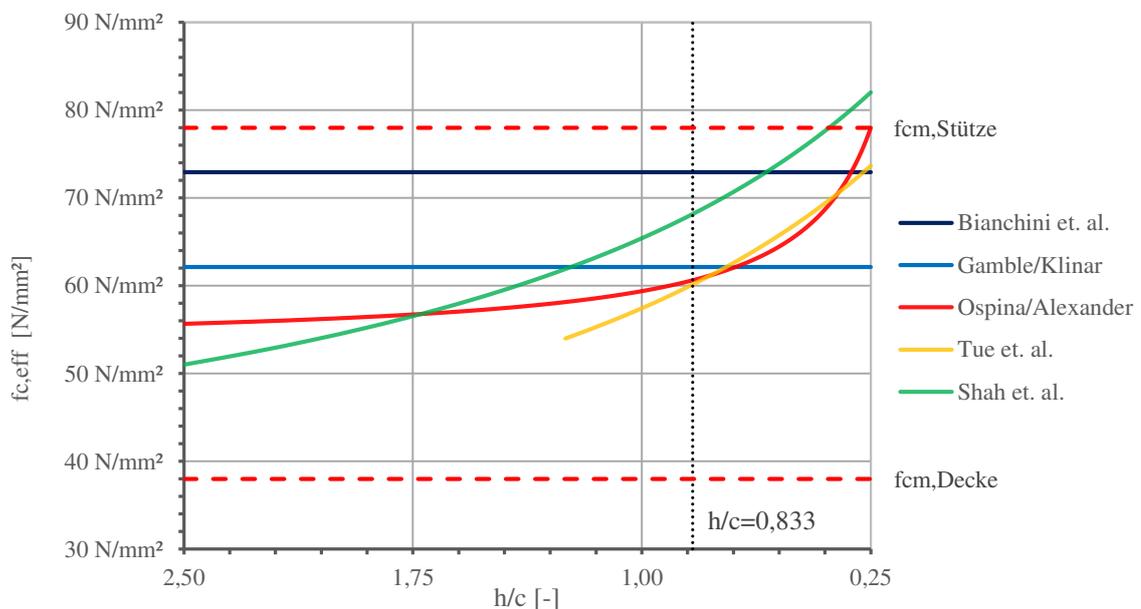


Abbildung 59: Vergleich der effektiven Druckfestigkeiten in Abhängigkeit des Verhältnisses h/c

Die rot strichlierten horizontalen Linien stellen die mittlere Druckfestigkeit des Deckenbetons und des Stützenbetons dar. Das im Fall des Referenzstützen-Deckenknotens vorliegende Verhältnis von Deckendicke zu Stützenabmessung wird durch die vertikale gepunktete Linie im Diagramm dargestellt. Der Schnittpunkt dieser Linie mit den Kurven der Bemessungsmodelle liefert die jeweilige effektive Betondruckfestigkeit des Deckenbetons im Knotenbereich $f_{c,eff}$. Die Werte schwanken dabei von rund 60 bis 73 N/mm². Da bei der numerischen Berechnung immer mittlere Festigkeiten angenommen wurden, stellen die effektiven Druckfestigkeiten ebenfalls Mittelwerte dar. Die berechneten Werte sind in Tabelle 24 dargestellt.

Referentstützen-Deckenknoten						
	Bianchini	Gamble/Klinar	Ospina/Alexander	Tue	Shah	
$f_{cm,eff}$ [N/mm ²]	72,92	62,12	60,64	60,13	68,15	
F_c [kN]	5805	4946	4828	4787	5426	
F_s [kN]	7707	7707	7707	7707	7707	
F_{Ges} [kN]	13512	12653	12535	12494	13133	
$F_{Versuch}$ [kN]	11995	11995	11995	11995	11995	
η [%]	112,65%	105,48%	104,50%	104,16%	109,49%	

Tabelle 24: Effektive Betondruckfestigkeiten und Faktor für das Bemessungsmodell

Durch Multiplikation der mit den Bemessungsmodellen ermittelten effektiven Druckfestigkeit mit dem Nettoquerschnitt der Stütze wird der vom Beton aufnehmbare Lastanteil F_c berechnet. Die von der Längsbewehrung aufzunehmende Last F_s errechnet sich durch Multiplikation der mittleren Streckgrenze des SAS 670/800 und dem Bewehrungsquerschnitt. Es wird angenommen, dass für den vorliegenden Fall ohne Abstand zwischen Bewehrung und DOK, die gesamte in der Längsbewehrung enthaltene Kraft über Spitzendruck übertragen wird. Die theoretisch aufnehmbare Kraft des Stützen-Deckenknoten F_{Ges} errechnet sich somit durch Addition der Lastanteile des Betons F_c und der Längsbewehrung F_s . Durch Division der theoretischen Bruchlast mit der im numerischen Versuch ermittelten Bruchlast ergibt sich der Faktor η . Dieser Faktor sagt daher aus, um wie viel der jeweilige Bemessungsansatz die im Versuch bestimmte maximale Druckkraft überschätzt. Demnach beschreiben die Bemessungsmodelle nach Ospina/Alexander sowie Tue et. al. den vorliegenden Stützen-Deckenknoten am besten.

Anschließend erfolgt die Nachrechnung der Betondruckspannungen im Deckenbereich bei jener Ausführungsvariante mit der geringsten Querschnittsvergrößerung, 15_100_15_1:2. Die größere zur Verfügung stehende Querschnittsfläche des Betons führt zu einer deutlichen Erhöhung des mittels den Bemessungsmodellen nachgerechneten aufnehmbaren Lastanteils F_c . Dabei wird angenommen, dass die gesamte Fläche der Querschnittsvergrößerung gleichmäßig belastet wird. Durch Addition der in der Bewehrung enthaltenen Kraft ergibt sich die theoretisch aufnehmbare Kraft F_{Ges} . Diese kommt deutlich über der in den numerischen Versuchen ermittelten Bruchlast zu liegen. Dabei überschätzen die Bemessungsmodelle die Bruchlast um bis zu rund 150 %. Dies liegt darin, dass bereits weit vor Erreichen der maximalen Kraft im Knoten ein Versagen der Stütze stattfindet. Tabelle 25 die Ergebnisse der Nachrechnung.

Aufweitung_15_1:2						
	Bianchini	Gamble/Klinar	Ospina/Alexander	Tue	Shah	
$f_{cm,eff}$ [N/mm ²]	72,92	62,12	64,36	65,62	73,76	
F_c [kN]	14009	11934	12364	12607	14170	
F_s [kN]	7707	7707	7707	7707	7707	
F_{Ges} [kN]	21716	19641	20071	20314	21877	
$F_{Versuch}$ [kN]	14565	14565	14565	14565	14565	
η [%]	149,10%	134,85%	137,81%	139,47%	150,20%	

Tabelle 25: Nachrechnung der theoretisch aufnehmbaren Last für die Ausführungsvariante 15_100_15_1:2

Nach den Bemessungsmodellen führt daher bereits eine Aufweitung um 7,5 cm pro Seite zu deutlich höheren Lasten als die Bruchlast der Stütze. Demnach wird diese Aufweitung für die vorliegende Stütze nicht voll ausgenutzt. Abbildung 60 zeigt einen horizontalen Schnitt durch die Decke des Referenzstützen-Deckenknoten und der Aufweitung 15_100_15_1:2. Im linken Teil der Abbildung zeigt sich, dass sich im Knotenbereich eine hohe Betondruckspannung von ca. 60 N/mm² einstellt. Im vergrößerten Querschnitt hingegen stellt sich eine deutlich geringere Druckspannung im Deckenbeton ein.

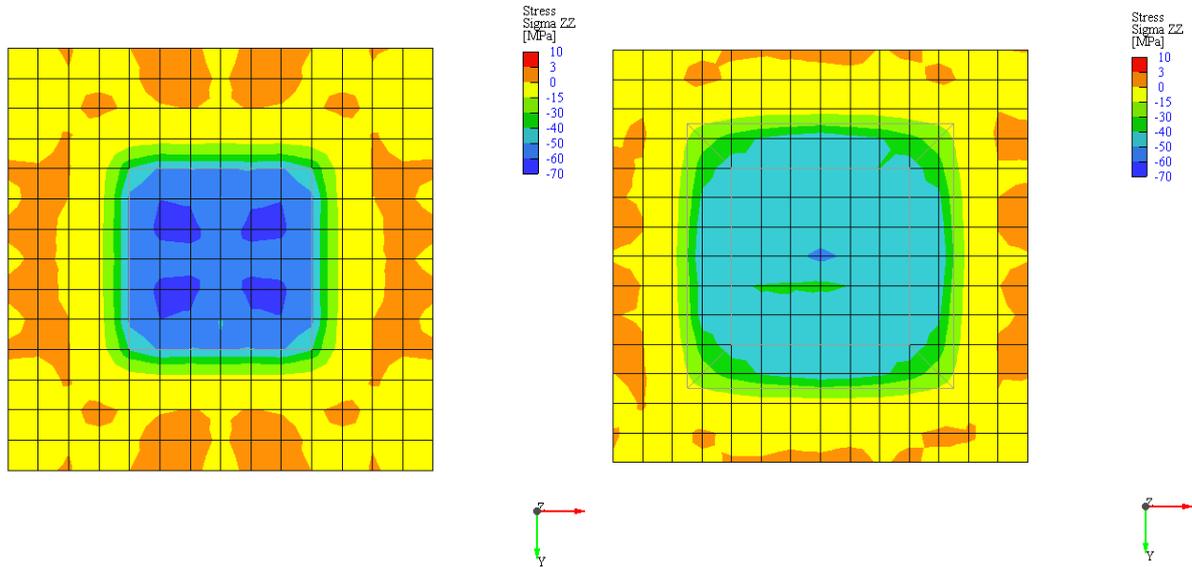


Abbildung 60: Vergleich der Spannungen in z-Richtung,
Links: bei horizontalem Schnitt 15_100_RFSDK, Rechts: bei horizontalem Schnitt 15_100_15_1:2

Daher wird nachfolgend mit Hilfe der Bemessungsmodelle jene Stützenabmessung errechnet, welche unter der vorliegenden Bruchlast der Referenzstütze, die minimale Querschnittsfläche darstellt. Dazu wird von der Bruchlast der Referenzstütze F_{Versuch} die Last in der Bewehrung F_s subtrahiert. Es verbleibt die vom Beton aufzunehmende Last F_c . Durch Division mit der effektiven Betondruckspannung $f_{\text{cm,eff}}$ nach den Modellen, ergibt sich die erforderliche Querschnittsfläche. Anschließend kann unter Berücksichtigung der Nettoquerschnittsfläche die Stützenabmessung errechnet werden.

	Bianchini	Gamble/Klinar	Ospina/Alexander	Tue	Shah
F_{Versuch} [kN]	14646	14646	14646	14646	14646
F_s [kN]	7707	7707	7707	7707	7707
F_c [kN]	6939	6939	6939	6939	6939
$f_{\text{cm,eff}}$ [N/mm ²]	72,92	62,12	60,64	60,13	68,15
A_c [cm ²]	952	1117	1144	1154	1018
s [cm]	32,5	34,9	35,3	35,5	33,5

Tabelle 26: Nachrechnung der erforderlichen Stützenabmessung nach den Bemessungsmodellen

Das Bemessungsmodell nach Tue et. al. welches die Tragfähigkeit des Referenzstützen-Deckenknoten auf rund 4 % genau beschreibt, ergibt eine erforderliche Stützenabmessung von ca. 36 cm Seitenlänge. Demnach wäre eine Aufweitung um 3,0 cm pro Seite bereits ausreichend um die gesamte Kraft der Stütze über den Deckenknoten zu leiten.

Die Nachrechnung im Programm Atena bestätigt diese Annahme. Bereits bei einer Aufweitung von nur 3,0 cm pro Seite versagt der Stützen-Deckenknoten im Bereich der Stütze und nicht im Knotenbereich. Das Kraft-Stauchungs-Diagramm ist in Abbildung 61 dargestellt.

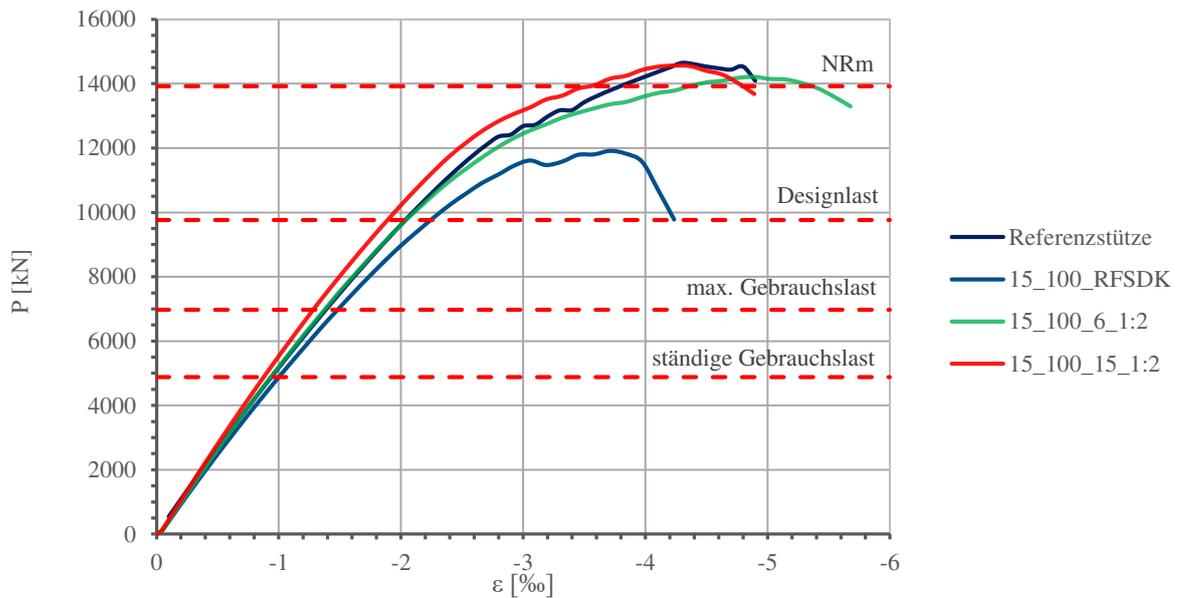


Abbildung 61: Kraft-Stauchungs-Diagramm der Versuchsreihe 15_100_6_1:2

Dabei ergibt sich eine maximale Druckkraft von 14.212 kN bei einer Stauchung von -4,89 %. Der untersuchte Stützen-Deckenknoten weist eine deutlich geringere Steifigkeit als jener mit der größeren Aufweitung auf. Daher nimmt auch die Stauchung bei Erreichen der Bruchlast zu. Erwartungsgemäß weist der Knoten zwar eine geringere Tragkraft als der 15_100_15_1:2 auf, dennoch liegt die Bruchlast über der mittleren aufnehmbaren Normalkraft N_{Rm} . Der Stützen-Deckenknoten versagt im Bereich der Stütze. Die Nachrechnung, dass eine derart geringe Querschnittsvergrößerung für die Durchleitung der Lasten aus den Stützen ausreichend ist, konnte somit bestätigt werden. Daher ist eine derart geringe Aufweitung in der Lage die Lasten abzutragen und den Grenzzustand der Tragfähigkeit zu erfüllen. Die großen Verformungen könnten jedoch Schwierigkeiten beim Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit nach sich ziehen. Des Weiteren führen sehr kleine Aufweitungen nur zu geringen Erhöhungen des Durchstanzwiderstands der Decke. Daher ist es im Hinblick auf die Verformung sowie das Durchstanzen der Decke sinnvoll, die Aufweitungen nicht zu gering zu wählen.

Das Bemessungsmodell nach Tue et. al. überschätzt die Traglast des Referenzstützen-Deckenknoten um rund 4,0 %. Die Bruchlast der Referenzstütze ist um ca. 3,0 % höher als die Bruchlast des untersuchten Stützen-Deckenknoten. Somit überschätzt das Bemessungsmodell den vorliegenden Stützen-Deckenknoten um rund 3,0 %. Das Bemessungsmodell nach Tue et. al. liefert relativ genaue Werte mit einer geringen Schwankungsbreite. Für eine erste Vorbemessung kann diese Modell daher herangezogen werden. Für die genaue Bemessung der Stützen-Deckenknoten ist jedoch ein neues Bemessungsmodell notwendig. Diese sollte neben der Geometrie des Knotens auch auf den Abstand zwischen Längsbewehrung und DOK und der damit verbundenen Lastabtragung über Spitzendruck eingehen. Für die Erstellung eines neuen Bemessungsmodells sind experimentelle Untersuchungen zur Lastdurchleitung von Stützen-Deckenknoten mit Aufweitung unerlässlich. Da geringe Aufweitungen neben hohen Traglasten auch zu großen Verformungen führen, sollte das neue Bemessungsmodell die Auswirkungen der Verformung auf die Gebrauchstauglichkeit berücksichtigen.

5 Zusammenfassung und Ausblick

5.1 Zusammenfassung

Die moderne Architektur des Hochhausbaus besticht durch elegante Bauwerke mit hohem Wiedererkennungswert. Neben den Erwartungen an das Erscheinungsbild sind auch die hohen Ansprüche an die Wirtschaftlichkeit ein wesentlicher Aspekt der Planung. Die Forderungen nach einer hohen Gestaltungsfreiheit und der leichten Nutzungsänderung resultieren in der Skelettbauweise. Die schlanken lastabtragenden Bauteile prägen dabei den modernen Hochhausbau. In den letzten Jahren hat sich mit der Weiterentwicklung der Baustofftechnologie und dem Einsatz von hochfester Bewehrung eine Alternative zu Stahl- und Verbundstützen entwickelt. Durch die Kombination von hochfestem Beton und SAS 670/800 als Bewehrung in Druckgliedern besteht die Möglichkeit, hohe Lasten bei geringen Querschnitten abzutragen. Darüber hinaus ergibt sich mit dem hohen Brandschutz ein wesentlicher Vorteil, insbesondere dem Stahlbau gegenüber.

Der SAS 670/800 kennzeichnet sich durch die hohe Fließgrenze von 670 N/mm^2 und den hohen verfügbaren Durchmesser bis zu 75 mm. Diese Eigenschaften liegen jedoch außerhalb der Anwendungsgrenzen des EC2 und können aufgrund der Begrenzung der Bruchdehnung auf 2,0 ‰ nicht vollständig in Rechnung gesetzt werden. Erst durch die europäische technische Zulassung und die Berücksichtigung der Kriechverformungen ist der Einsatz und die Ausnutzung der Materialeigenschaften möglich. Die Normierung ist Gegenstand aktueller Forschungsprojekte und soll in naher Zukunft stattfinden.

Ein besonderes Augenmerk muss dabei auf den Bereich des Stützen-Deckenknoten gelegt werden, da die Decke üblicherweise die Stützen unterbricht. Da der Deckenbeton wesentlich geringere Festigkeiten als die Stütze aufweist, entsteht das Problem der Lastdurchleitung. Trotz des begünstigenden mehraxialen Spannungszustands im Knotenbereich ist es nicht möglich, den Beton auf die gesamte Last zu bemessen, wodurch es zu einem Verlust an Tragfähigkeit kommt. In der amerikanischen Norm ACI und der australischen Norm AS ist daher die Durchleitung der Lasten durch die Decke explizit geregelt. In den anderen Normen kann der Nachweis lediglich über die erhöhte Druckfestigkeit im Knotenbereich geführt werden.

Um die hohen Lasten dennoch aufnehmen zu können, haben sich in den vergangenen Jahren viele unterschiedliche Ausführungsformen an Stützen-Deckenknoten entwickelt. In Kapitel 2 sind einige dieser Varianten mit den Vor- und Nachteilen angeführt. Eine neuwertige Bauweise stellt dabei der Stützen-Deckenknoten mit vergrößerten Querschnittsbereichen im Endbereich der Stützen dar. Der zugrundeliegende Gedanke dieses Stützen-Deckenknoten liegt darin, in Kombination mit dem größeren zur Verfügung stehenden Deckenbereich und dem günstigen mehraxialen Spannungszustand eine ausreichende hohe Tragfähigkeit zu generieren. Die vorliegende Arbeit versucht daher, das Verständnis für das Tragverhalten der Stützen mit aufgeweiteten Stützenenden zu erweitern. Dazu werden unterschiedliche Ausführungsvarianten mittels einer numerischen Simulation untersucht. Es wird dabei auf die Geometrie der Aufweitung, die verwendete Bewehrung und die Belastung der Decke eingegangen.

In Kapitel 4 findet die Auswertung der Ergebnisse statt. Dabei stellt sich heraus, dass durch den neuen Stützen-Deckenknoten eine wesentliche Steigerung der Traglast möglich ist. Zusätzlich dazu erhöht sich die Steifigkeit des Knotens, wodurch es zu deutlich geringeren Verformungen kommt.

Des Weiteren zeigte sich, dass der positive Effekt der Aufweitung umso größer ist, je kleiner die Stützenabmessungen sind. Die in dieser Arbeit untersuchten Stützen sind mit einer quadratischen Grundfläche und einer Seitenlänge von 30 cm relativ klein. Daher konnte bereits bei einer Aufweitung

von nur 7,5 cm pro Seite eine mehr als doppelt so große Querschnittsfläche des belasteten Deckenbetons erreicht werden. Damit geht eine deutliche Laststeigerung einher, wodurch die Kräfte der Stützen nahezu ohne Verluste über den Knoten geleitet werden können. Neben dem Anstieg der Tragfähigkeit im Vergleich zu den Stützen-Deckenknoten ohne Aufweitung, führt die Vergrößerung der Fläche zu einer Reduzierung der Druckspannungen im Knotenbereich. Insbesondere im Bereich der Tragfähigkeit der Stütze, bringt eine weitere Zunahme der Aufweitung eine Verminderung der Spannung im Deckenbeton mit sich.

Die Versuche bewiesen, dass eine Aufweitung unter einem Winkel von 45° nicht vollständig ausgenutzt werden, da sich die Druckkräfte in der Stütze in einem geringeren Ausmaß ausbreiten. Dies führt dazu, dass sich die Randbereiche der Lastabtragung entziehen. Reduziert sich das Verhältnis der Aufweitung von Breite zu Höhe auf 1:2, dies entspricht einem Winkel der Aufweitung von rund 27° , verteilen sich die Druckkräfte gleichmäßig über den gesamten vergrößerten Querschnitt. Trotz des verringerten Querschnitts im Vergleich zur flachen Aufweitung kann der Nachweis des Durchstanzens erbracht werden. Die Erhöhung des Durchstanzwiderstandes der Decke durch den größeren Auflagerbereich der Decke ist daher ein weiterer Vorteil des neuen Stützen-Deckenknoten.

Ein weiterer positiver Aspekt ergibt sich in der Bemessung der Druckfestigkeit des Deckenbetons. Da ein mehraxialer Spannungszustand vorliegt, können wesentlich höhere Festigkeiten als die der einaxialen Druckfestigkeit erreicht werden. Durch die Berücksichtigung der vergrößerten Querschnittsfläche verbessert sich das Verhältnis von Deckendicke h zu Stützenabmessung c . Dies führt zu einer zusätzlichen Erhöhung der effektiven Festigkeit im Knotenbereich.

5.2 Ausblick

Die gewonnenen Erkenntnisse zeigen, dass der Stützen-Deckenknoten mit aufgeweiteten Stützenenden enormes Potential besitzt. Bereits geringe Vergrößerungen des Querschnitts reichen aus um die Tragfähigkeit wesentlich zu erhöhen und eine Lastabtragung durch den Deckenbeton nahezu ohne Verlust zu erreichen. Zusätzlich dazu bewirkt die Aufweitung eine Steigerung der Steifigkeit und dadurch eine Reduzierung der Verformungen. Dabei gilt es die Verformungen zufolge Kriechen des hoch belasteten Deckenbetons zu untersuchen. Speziell die weitere Verringerung der Spannungen durch zusätzliche Vergrößerung der Aufweitung und die damit verbundene Reduzierung der Stauchungen sollte in künftigen Versuchen ermittelt werden.

Im Zuge der experimentellen Untersuchungen sollten die Auswirkungen auf die Lastübertragung zufolge Spitzendruck bestimmt werden. Insbesondere die bei der numerischen Simulation schwer einzuordnenden Ergebnisse hinsichtlich dem Abstand zwischen Längsbewehrung und Deckenoberkante gilt es zu ermitteln. Dabei sollte die Einbautoleranz der Bewehrung nicht nur in Längsrichtung, sondern auch eventuelle Lageänderungen im Grundriss berücksichtigt werden. Diese Auswirkungen der Einbautoleranz auf die Lastübertragung über Spitzendruck sind zu klären, um eine eventuelle Überbeanspruchung des Deckenbetons zu vermeiden.

Bei zukünftigen Versuchen ist auf die Auswirkungen der Aufweitungslängsbewehrung auf den Stützen-Deckenknoten zu achten. Dabei ist sowohl die Variation des Durchmessers als auch eine Erhöhung der Anzahl der Bewehrungseisen auf das Verhalten des Knotens von Interesse. Speziell eine Verbesserung der Ausbreitung der Druckkräfte und die daraus resultierende gleichmäßigere Lastverteilung ist zu ermitteln. Ein Vorschlag zur Verbesserung der Kraftübertragung ist, die Aufweitungslängsbewehrung der unteren Stütze parallel zur Aufweitung bis in die Ebene der unteren Bewehrung der Decke verlaufen zu lassen und erst ab hier vertikal nach oben bis unter die DOK zu verlängern. Dadurch können die durch den Knick in der Bewehrung entstehenden Kräfte durch die Bewehrung der Decke aufgenommen

werden. Des Weiteren ist die Belastung der Decke auf den Knotenbereich maßgeblich relevant für die Tragfähigkeit. Die Versuche zeigen, dass eine Verminderung der quasi-ständigen Deckenlast die Bruchlast des Stützen-Deckenknoten gering erhöht. Vergangene Untersuchungen deuten jedoch darauf hin, dass hohe Deckenbelastungen zu einer deutlichen Abnahme der Tragfähigkeit führen. Dies sollte daher bei zukünftigen Untersuchungen beobachtet werden.

Neben der Deckenbelastung sind die Auswirkungen der Decke aufgrund der Querdehnungsbehinderung des Deckenbetons ein wesentlicher Aspekt bei der Bemessung von Stützen-Deckenknoten. Durch die Umschnürungswirkung wird eine wesentliche Laststeigerung ermöglicht. Da in der vorliegenden Arbeit ausschließlich Stützen-Deckenknoten von Innenstützen untersucht wurden, ist eine allseitige Umschnürung des Knotenbereichs vorhanden. Vergangene Versuche zeigten jedoch, dass die geringere Umschnürungswirkung bei Rand- und Eckstützen zu deutlichen Lasteinbußen führt. In zukünftigen Versuchen sind demnach die Konsequenzen der geringeren Umschnürung bei Rand- und Eckstützen zu beobachten.

Als nächster Schritt sind experimentelle Versuche im Maßstab 1:1 durchzuführen. Anschließend sollten die Ergebnisse mittels dem Programm Atena durchgeführten numerischen Simulationen verglichen werden. Anhand der Resultate der experimentellen Versuche sind die Daten im Programm zu kalibrieren. Anhand dieser überarbeiteten Eingangsdaten können neue aussagekräftigere Simulationen berechnet werden.

In naher Zukunft sollte ein Bemessungsmodell für den Stützen-Deckenknoten erarbeitet werden. In Zusammenhang mit den numerischen Untersuchungen gilt es, ein geeignetes Modell zu finden, um eine Bemessung auf Basis der Ergebnisse der experimentellen Versuche zu ermöglichen. Dabei sind die wesentlichen Parameter des Knoten wie die Geometrie und die vorhandene Bewehrung zu berücksichtigen. Zusätzlich sollte neben der Traglast auch das Verhalten des Stützen-Deckenknoten im Gebrauchszustand untersucht werden. Das Ziel wäre, das Bemessungsmodell zu normieren, um die Anwendung des Stützen-Deckenknoten unter Einhaltung der Norm zu ermöglichen.

Zusätzlich besteht im modernen Hochhausbau die Forderung, Diagonalstäbe in den Stützen-Deckenknoten zu integrieren. Aktuell kommen an dieser Stelle zumeist Konstruktionen aus Stahl zum Einsatz. Damit sind jedoch Nachteile wie der erschwerte Brandschutz und die hohen Kosten verbunden. Vorgefertigte Diagonalstäbe aus Beton wären daher eine gute Alternative, sind allerdings bis dato nur schwierig im Stützen-Deckenknoten zu verbinden. Durch die schräg verlaufende Aufweitung könnte ein Diagonalstab relativ einfach in den Knoten integriert werden. Des Weiteren ist es durchaus möglich, dass sich die aussteifenden Elemente auf den Knotenbereich positiv auswirken.

Literaturverzeichnis

- [1] (OIB), Österreichisches Institut für Bautechnik, A, „European Technical Assessment, ETA-13/0840, High strength reinforcing system SAS 670,“ 2018.
- [2] H. Bachmann, „Stützen mit hochfestem Betonstahl sind im Hochhausbau eine gute Alternative zu Stahl- und Stahlverbundstützen – Versuche und Erfahrungen bei den Tanzenden Türmen in Hamburg und beim Bau des Taunusturms in Frankfurt,“ *Der Prüflingenieur*, pp. 12-26, Mai 2014.
- [3] H. Falkner, D. Gerritzen, D. Jungwirth und L. Sparowitz, „Das neue Bewehrungssystem; Druckglieder mit hochfestem Betonstahl,“ in *Beton- und Stahlbetonbau*, Berlin, Ernst und Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH und Co. KG., 2008, pp. 304-317.
- [4] ÖNORM EN 1992-1-1:2015 02 15, *Eurocode 2 - Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau (konsolidierte Fassung)*, Wien: Austrian Standards Institute, 2015.
- [5] M. Blatt, Beitrag zum Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetondeckenknoten, Darmstadt: Institut für Massivbau, Technische Universität Darmstadt, Heft 38, 2017.
- [6] A. C. Bianchini, R. E. Woods und C. E. Kesler, „Effect of Floor Concrete Strength on Column Strength,“ in *Journal of the American Concrete Institute*, 1960.
- [7] W. L. Gamble und J. D. Klinar, „Test of high-Strength Concrete columns with intervening floor slabs,“ in *Journal of Structural Engineering*, 1991.
- [8] C. E. Ospina und S. D. B. Alexander, „Transmission of Interior Concrete Column Loads through Floors,“ in *Journal of Structural Engineering*, 1998.
- [9] P. McHarg, W. D. Cook, D. Mitchell und Y.-S. Yoon, „Improved Transmission of High Strength Concrete Column Loads through Normal Strength Concrete Slabs,“ in *ACI Structural Journal*, 2000.
- [10] N. V. Tue, J. Dietz und A. A. Shah, „Vorschlag für die Bemessung der Deckenknoten mit Stützen aus hochfestem Beton,“ in *Beton- und Stahlbetonbau*, Berlin, Ernst und Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH und Co. KG, 2005, pp. 132-138.
- [11] A. A. Shah, J. Doetz, N. V. Tue und G. Koenig, „Experimental Investigation of Column-Slab Joints,“ in *ACI Structural Journal* 102, 2005, pp. 103-113.
- [12] H.-O. Shin, Y.-S. Yoon und D. Michell, „Axial load transfer in non-slender ultra-high-strength concrete columns through normal-strength concrete floor slabs,“ in *Engineering Structures* 136, 2017, pp. 466-480.
- [13] ACI 318-14, *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14) and Commentary (ACI 318R-14)*, Farmington Hills: ACI Committee 318, American Concrete Institute, 2014.
- [14] J. Kollegger, *Skriptum zur Betonbau Vorlesung*, Wien: Technische Universität Wien, Institut für Tragkonstruktionen, 2016.
- [15] W. Piel, Zur Erhöhung der Durchstanztragfähigkeit von Flachdecken mit Stahlverbundsystemen, Essen, Deutschland: Institut für konstruktiven Ingenieurbau Fachbereich Stahlbau und Verbundkonstruktionen, Abteilung Bauingenieurwesen der Bergischen Universität Wuppertal, 2004.
- [16] Spannverbund Bausysteme GmbH, „Geilinger Europilz, Infoblatt,“ Bülach, Schweiz, 2018.
- [17] „Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-15.1-234, Stahlpilz System EUROPILZ als Durchstanzbewehrung in Platten,“ Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin, 2017.
- [18] A. Steinle, H. Bachmann und M. Tillmann, „Stützenstöße,“ in *Bauen mit Betonfertigteilen im Hochbau*, Berlin, Ernst und Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH und Co. KG., 2018, pp. 133-142.
- [19] H. Bachmann und M. Benz, „Stützenstumpfstoß hochbelasteter Fertigteilstützen“. Europäische Patentanmeldung EP 2 410 097 A2, 14 Juli 2011.

- [20] J. Kollegger, „Vorgefertigtes Element aus hochfestem Beton für Stützen-Deckenknoten“. Patent WO 2005/098160 A1, 20 Oktober 2005.
- [21] G. Rinnhofer, „Betonstütze“. Europäische Patentanmeldung EP 1 749 949 A2, 07 Februar 2007.
- [22] G. Rinnhofer, S. L. Burtscher und J. Kollegger, „Stützen-Deckenknoten für Schleuderbetonstützen,“ in *Beton- und Stahlbetonbau 103*, Berlin, Ernst und Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, 2008, pp. 609-616.
- [23] G. Rinnhofer, S. L. Burtscher und J. Kollegger, „Berechnung von Stützen-Deckenknoten für Schleuderbetonstützen,“ in *Beton- und Stahlbetonbau 104*, Berlin, Ernst und Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften, 2009, pp. 599-608.
- [24] ÖNORM B 1992-1-1:2018-1-1, „Eurocode 2 - Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau - Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1992-1-1,“ Austrian Standards Institute, Wien, 2018.
- [25] K. Joksich, *Experimentelle Untersuchungen zur Tragfähigkeit von Stahlbetonstützen mit Stumpfstoßen und mit hochfestem Bewehrungsstahl*, Diplomarbeit, Wien, 2019.
- [26] DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04, „Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau,“ DIN Deutsches Institut für Normung, Berlin, 2013.
- [27] SIA 262, *Betonbau*, Zürich: Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, 2013.
- [28] fib - fédération international du béton, *Model Code for Concrete Structures*, Berlin: Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH und Co. KG, 2010.
- [29] DR AS 3600:2017, *Concrete structures, Draft Australian Standards*, Sydney: Standards Australia Limited, 2017.
- [30] Stahlwerk Annahütte Max Aigner GmbH & Co. KG, „Abnahmeprüfzeugnis SAS 670/800,“ Hammerau, 18.
- [31] Pagel Spezial-Beton GmbH & Co. KG, *Technisches Merkblatt 0201-0203 zu Pagel Spezial-Beton V1/10, V1/50, und V1/160*, Mai 2019.
- [32] ÖNORM EN 1991-1-1:2002 + AC:2017, „Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen - Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau,“ Austrian Standards Institute, Wien, 2011.
- [33] R. Fritze, G. F. Kidery und W. Potucek, *Stahlbetonbau, Teil 2: Bemessungstabellen auf Basis des Eurocodes 2 (ÖNORM EN 1992-1-1 und nationaler Anhang ÖNORM B 1992-1-1)*, Wien: Manz Verlag Schulbuch GmbH, 2009.
- [34] S. Mühlbauer und G. Stenzel, „Kompaktstützen aus hochfestem Beton,“ in *Beton- und Stahlbetonbau*, Berlin, Ernst und Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH und Co. KG., 2003, pp. 678-686.

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1: Querschnittsreduktion durch Einsatz des SAS 670/800 und der Erhöhung des Bewehrungsgrads bei gleicher Tragfähigkeit; C35/45 (aus [3]).....	4
Abbildung 2: Kriech- und Schwindumlagerung vom Rohbau bis zum Bruchzustand (C45/55, $\mu \sim 13\%$, $\varphi = 1,5\%$, $\varepsilon_s = 0,3\%$) – Traganteile Beton und Stahl (aus)	5
Abbildung 3: Kraftverlauf während der gesamten Belastungsgeschichte unter zentrischem Druck bis zum Bruch bei schnell belasteter Stütze und langsam belasteter Stütze mit Kriechphase (aus [3])	6
Abbildung 4: Verhältnis der Beton- und Stahlkräfte unter zentrischem Druck bei unterschiedlichen Bewehrungsgraden mit SAS 670/800 (aus [3])	6
Abbildung 5: Einfluss des Bewehrungsgrades auf die Umlagerung bei konstanter äußerer Last P (aus [3])	7
Abbildung 6: Konventioneller Stützen-Deckenknoten in Ortbeton	8
Abbildung 7: Darstellung einer Sandwichstütze	10
Abbildung 8: Vergleich der Bemessungsmodelle für Innenstützen	13
Abbildung 9: Umschnürung des Betons aufgrund einer Bügelbewehrung und die dadurch wirkenden Druckbögen (aus [5]).....	14
Abbildung 10: links: Versagenszustand infolge Durchstanzen; rechts: Stabwerkmodell (aus [14])	15
Abbildung 11: Stützen-Deckenknoten in Ortbetonbauweise mit Verwendung von höher festen Beton (Stützenbeton) im umliegenden Bereich des Knotens	16
Abbildung 12: Stützen-Deckenknoten in Ortbetonbauweise mit Umschnürungsbewehrung	17
Abbildung 13: Stützen-Deckenknoten in Ortbetonbauweise mit Stahleinbauteil	18
Abbildung 14: Stützenstoß im Mörtelbett; a) mit Stirnflächenbewehrung, b) mit Stahlplatten (aus [18])	19
Abbildung 15: Kräfteverlauf im Stoßbereich aufgrund der unterbrochenen Längsbewehrung (aus [18]).....	20
Abbildung 16: Stützen-Deckenknoten in Fertigteilbauweise ohne durchgehender Stützenbewehrung.....	21
Abbildung 17: Stützen-Deckenknoten in Fertigteilbauweise mit Verstärkungselementen	22
Abbildung 18: Stützen-Deckenknoten in Fertigteilbauweise mit stumpf gestoßenen Schleuderbetonstützen	24
Abbildung 19: Dehnungen und Spannungen beim zentrischen Druck (aus [14]).....	25
Abbildung 20: Parabel-Rechteck-Diagramm für Beton unter Druck (aus [4])	26
Abbildung 21: Spannungs-Dehnungs-Linie für Beton unter mehraxialen Druckbeanspruchungen (aus [4])	27
Abbildung 22: Grenzen der Dehnungsverteilung im Grenzzustand der Tragfähigkeit (aus [4])	28
Abbildung 23: Bemessungsmodell für den Nachweis der Sicherheit gegen Durchstanzen im Grenzzustand der Tragfähigkeit (aus [4])	30
Abbildung 24: Druckglieder mit Umschnürungsbewehrung (aus [27]).....	32
Abbildung 25: Faktor k zur Berechnung der Knicklänge in Abhängigkeit der Einspannung (aus [29])	37
Abbildung 26: Stützen-Deckenknoten in Fertigteilbauweise mit vergrößerten Querschnittsabmessungen im Endbereich der Stütze.....	40
Abbildung 27: Referenzstütze a) Bewehrung im Aufriss, b) Bewehrung im Grundriss	42
Abbildung 28: Spannungen in z-Richtung bei N_{max}	44
Abbildung 29: Kraft-Stauchungs-Diagramm der Referenzstütze	44
Abbildung 30: Schnitt durch den Referenzstützen-Deckenknoten	45
Abbildung 31: Darstellung der Belastung zur Simulation der Deckenlasten im Stützen-Deckenknoten	49
Abbildung 32: Detailausschnitt der verschiedenen Abstände zwischen Längsbewehrung und DOK	54
Abbildung 33: Schnitt durch den Stützen-Deckenknoten mit 15 cm Aufweitung unter 45°	56
Abbildung 34: Schnitt durch den Stützen-Deckenknoten mit 20 cm Aufweitung unter 45°	57
Abbildung 35: Schnitt durch den Stützen-Deckenknoten mit 25 cm Aufweitung unter 45°	58
Abbildung 36: Schnitt durch den Stützen-Deckenknoten mit einer Aufweitung im Verhältnis 1:2	59
Abbildung 37: Netz bei SDK mit Aufweitung	64
Abbildung 38: Links: Isometrie des 15_100_RFSKD, Rechts: Isometrie des 15_100_25_1:1	65

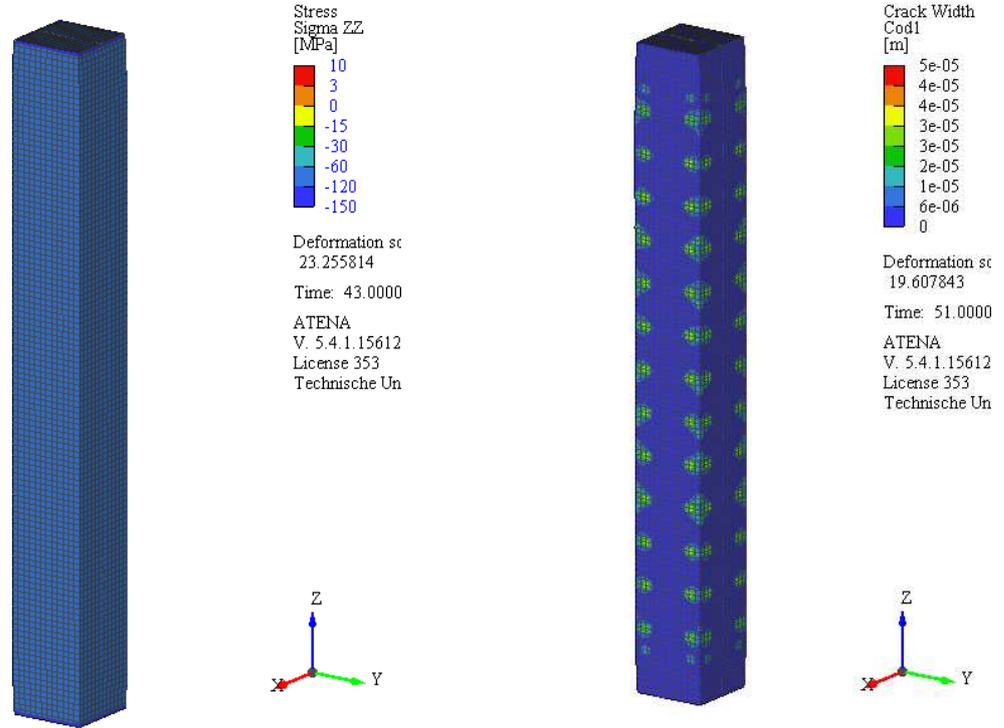
Abbildung 39: Spannungen in z-Richtung, Links: Schnitt 15_100_RFSDK, Rechts: Schnitt 15_100_25_1:1	66
Abbildung 40: Spannungen in x-Richtung, Links: Schnitt 15_100_RFSDK, Rechts: Schnitt 15_100_25_1:1	66
Abbildung 41: Kraft-Stauchung-Diagramm der Referenzstütze	67
Abbildung 42: Spannungs-Dehnungslinie für Stahl SAS 670/800	68
Abbildung 43: Kraft-Stauchungs-Diagramm der Versuchsreihe 0_100	69
Abbildung 44: Kraft-Stauchungs-Diagramm der Versuchsreihe 15_100	70
Abbildung 45: Kraft-Stauchungs-Diagramm der Versuchsreihe 30_100	71
Abbildung 46: Links: horizontale Spannungen in y-Richtung, Rechts: Spannungen in z-Richtung, bei Schnitt 30_100_15_1:1	72
Abbildung 47: Kraft-Stauchungs-Diagramm der Versuchsreihe 15_50	73
Abbildung 48: Kraft-Stauchungs-Diagramm der Versuchsreihe 15_0	74
Abbildung 49: Kraft-Stauchungs-Diagramm der Versuchsreihe 15_100_1:2	75
Abbildung 50: Darstellung der Spannungen in z-Richtung, Links: Schnitt 15_100_25_1:1, Rechts: Schnitt 15_100_25_1:2	76
Abbildung 51: Kraft-Stauchungs-Diagramm der Versuchsreihe 15_100 mit Aufweitungsbewehrung \varnothing 16 mm	77
Abbildung 52: Kraft-Stauchungs-Diagramm der Versuchsreihe 15_100 mit Aufweitungsbewehrung \varnothing 14 mm	78
Abbildung 53: Vergleich Abstand zu DOK, Links: RFSDK, Rechts: Aufweitung 20_1:1	80
Abbildung 54: Vergleich Deckenbelastung, Links: RFSDK, Rechts: Aufweitung 20_1:1	81
Abbildung 55: Vergleich der Aufweitungslängsbewehrung, Links: Auf. 20_1:1, Rechts: Auf. 25_1:1	82
Abbildung 56: Vergleich des Rissbilds bei Schnitt, Links: 15_100_RFSDK, Rechts: 15_100_20_1:1	82
Abbildung 57: Vergleich des Rissbilds der Deckenoberseite, Links: 15_100_RFSDK, Rechts: 15_100_20_1:1	83
Abbildung 58: Vergleich des Rissbilds der Deckenunterseite, Links: 15_100_RFSDK, Rechts: 15_100_20_1:1	83
Abbildung 59: Vergleich der effektiven Druckfestigkeiten in Abhängigkeit des Verhältnisses h/c	84
Abbildung 60: Vergleich der Spannungen in z-Richtung, Links: bei horizontalem Schnitt 15_100_RFSDK, Rechts: bei horizontalem Schnitt 15_100_15_1:2	86
Abbildung 61: Kraft-Stauchungs-Diagramm der Versuchsreihe 15_100_6_1:2	87

Tabellenverzeichnis

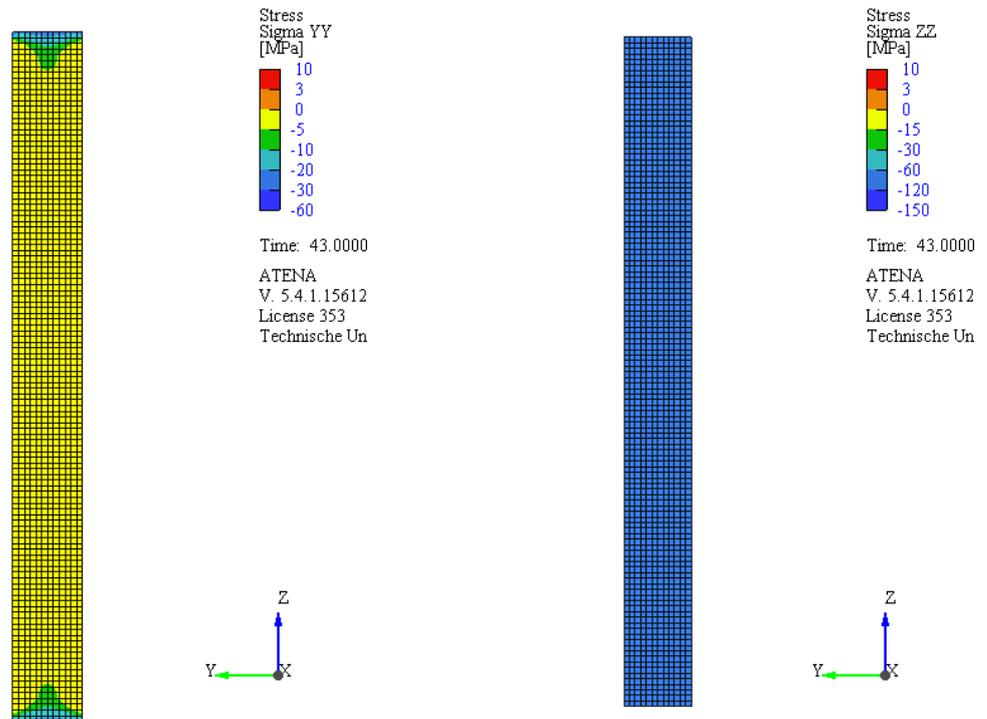
Tabelle 1: Festigkeits- und Formänderungskennwerte für Beton (aus [4]).....	26
Tabelle 2: Bruchdehnungen unterschiedlicher Bewehrungsstähle im Vergleich (aus [25])	28
Tabelle 3: Zusammenfassung und Vergleich der Bruchstauchung und der Stützenbemessung	39
Tabelle 4: Deckenaufbau und Deckenlasten	46
Tabelle 5: Vereinfachte Aufteilung des Biegemoments bei Flachdecken (aus [4]).....	47
Tabelle 6: Rechnerischer Grenzdurchmesser bei Betonstählen ϕ_s^* zur Begrenzung der Rissbreite (aus [4]).....	52
Tabelle 7: Zusammenfassung der Legenden und der vollständigen Definitionen der Versuche	61
Tabelle 8: Materialparameter für Beton der Druckfestigkeitsklasse C30/37	61
Tabelle 9: Materialparameter für Beton der Druckfestigkeitsklasse C70/85	62
Tabelle 10: Materialparameter für Vergussmörtel	62
Tabelle 11: Materialparameter für Bewehrungsstahl der Güte B550B	62
Tabelle 12: Materialparameter für Bewehrungsstahl der Güte SAS 670/800	62
Tabelle 13: Materialparameter für Stahlplatten der Güte S 355.....	63
Tabelle 14: Zusammenfassung der Bruchlasten und der Stauchungen der Referenzstütze	67
Tabelle 15: Zusammenfassung der Bruchlasten und der Stauchungen der Versuchsreihe 0_100	70
Tabelle 16: Zusammenfassung der Bruchlasten und der Stauchungen der Versuchsreihe 15_100	71
Tabelle 17: Zusammenfassung der Bruchlasten und der Stauchungen der Versuchsreihe 30_100	72
Tabelle 18: Zusammenfassung der Bruchlasten und der Stauchungen der Versuchsreihe 15_50	73
Tabelle 19: Zusammenfassung der Bruchlasten und der Stauchungen der Versuchsreihe 15_0	74
Tabelle 20: Zusammenfassung der Bruchlasten und der Stauchungen der Versuchsreihe 15_100_1:2.....	75
Tabelle 21: Zusammenfassung der Bruchlasten und der Stauchungen der Versuchsreihe 15_100 mit Aufweitungsbewehrung \emptyset 16 mm	77
Tabelle 22: Zusammenfassung der Bruchlasten und der Stauchungen der Versuchsreihe 15_100 mit Aufweitungsbewehrung \emptyset 14 mm	78
Tabelle 23: Vergleich der Spannungen der obersten Deckenbewehrung.....	79
Tabelle 24: Effektive Betondruckfestigkeiten und Faktor für das Bemessungsmodell	85
Tabelle 25: Nachrechnung der theoretisch aufnehmbaren Last für die Ausführungsvariante 15_100_15_1:2.....	85
Tabelle 26: Nachrechnung der erforderlichen Stützenabmessung nach den Bemessungsmodellen	86

Anhang

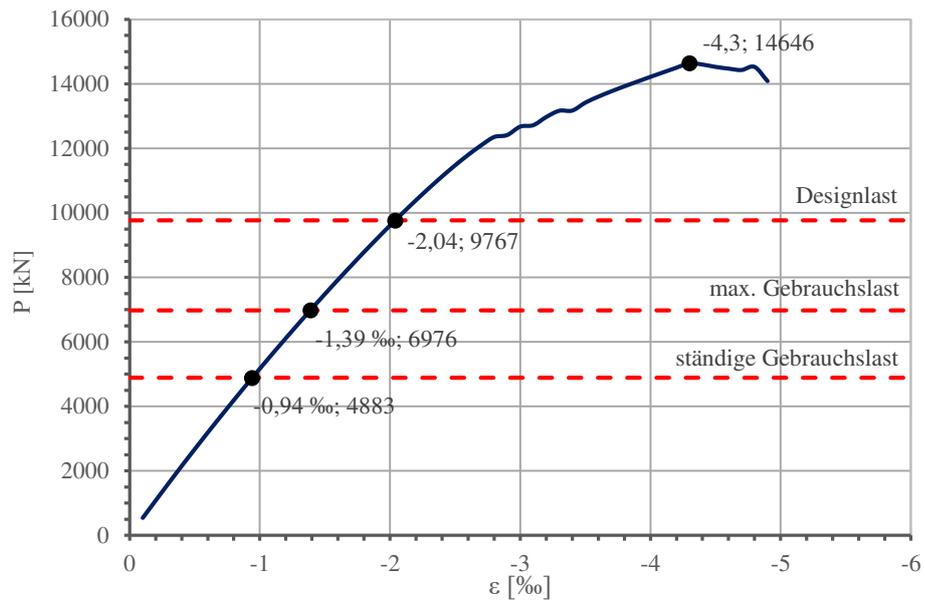
A.1. Referenzstütze



A. 1: Links: Spannungen in z-Richtung, Rechts: Rissbild der Referenzstütze

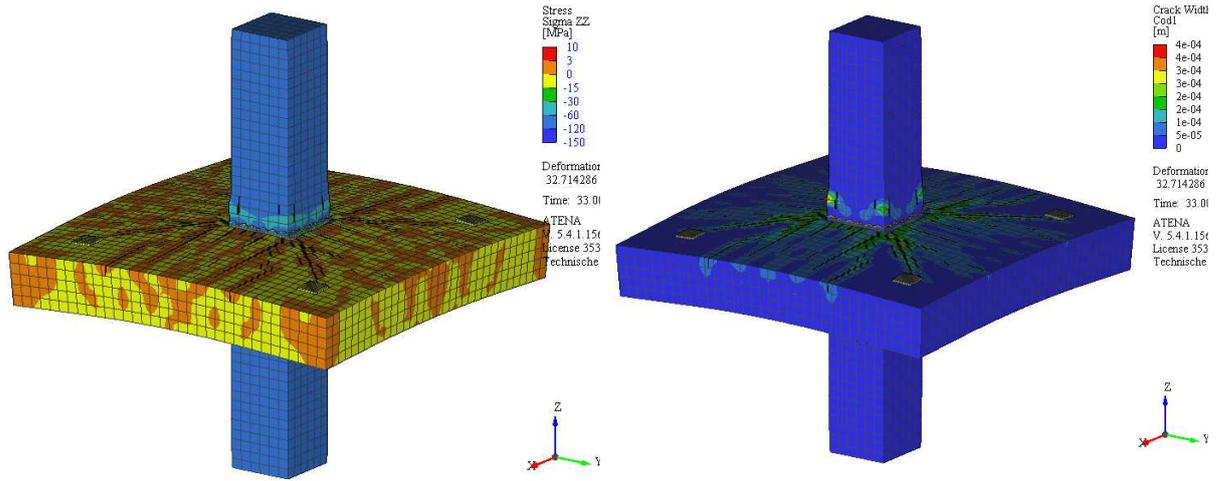


A. 2: Links: horizontale Spannungen in y-Richtung und rechts: Spannungen in z-Richtung, bei Schnitt durch die Referenzstütze

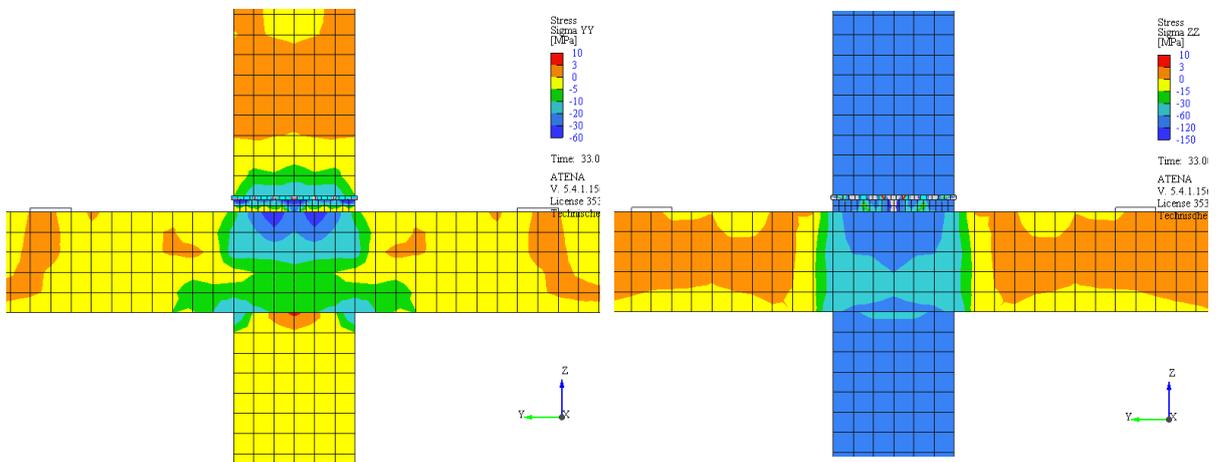


A. 3: Kraft-Stauchungs-Linie der Referenzstütze

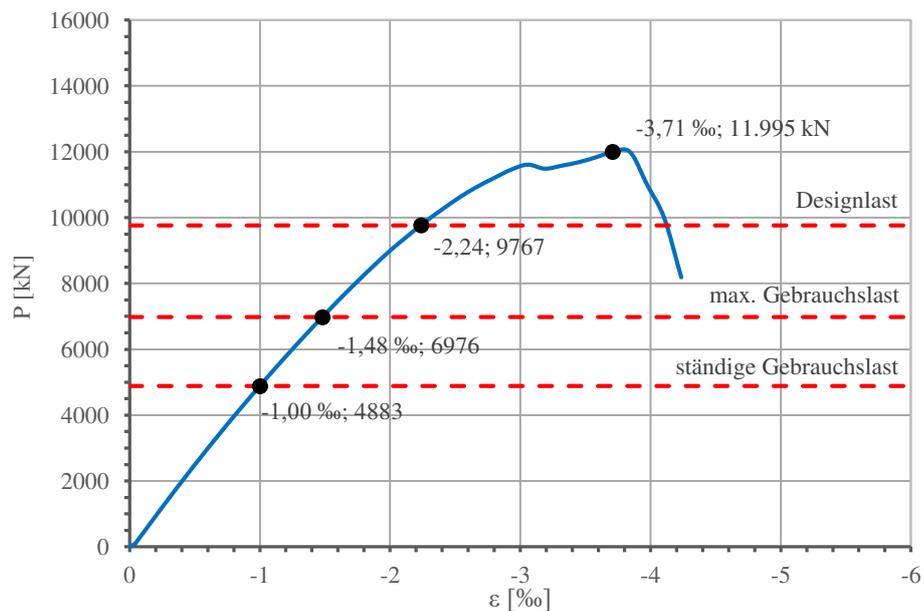
A.2. 0_100_RFSDK



A. 4: Links: Spannungen in z-Richtung, Rechts: Rissbild des Referenzstützen-Deckenknots 0_100

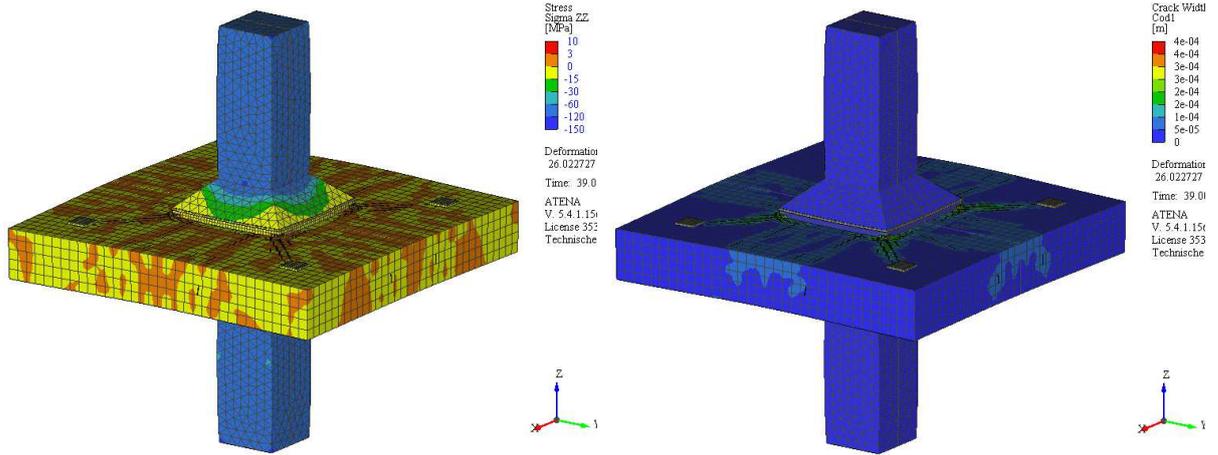


A. 5: Links: horizontale Spannungen in y-Richtung und rechts: Spannungen in z-Richtung, bei Schnitt durch den Referenzstützen-Deckenknots 0_100

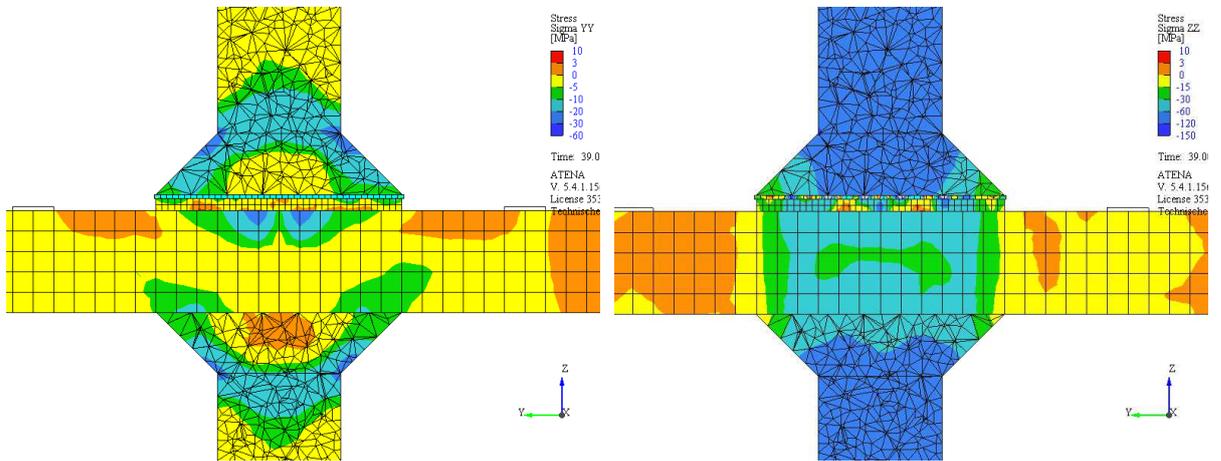


A. 6: Kraft-Stauchungs-Linie des Referenzstützen-Deckenknots 0_100

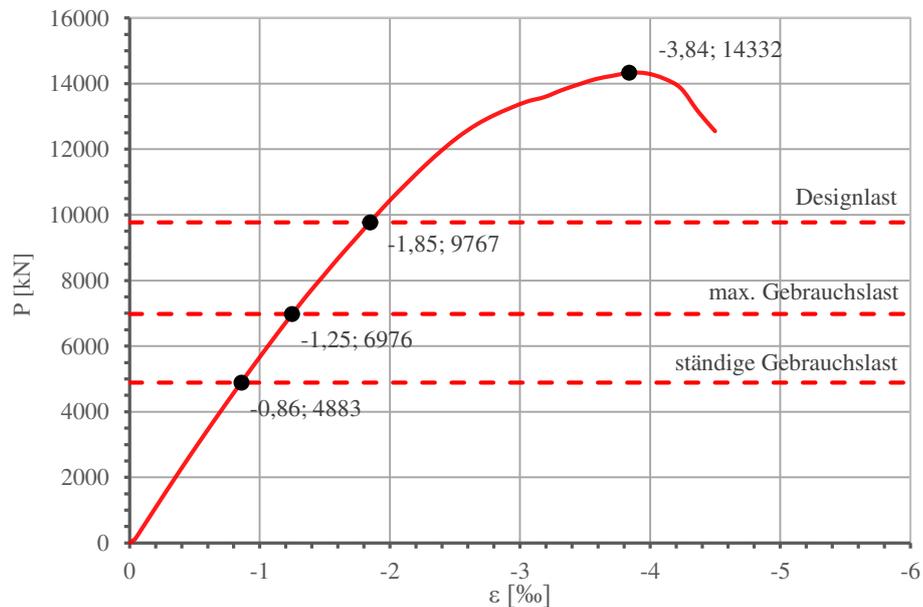
A.3. 0_100_15_1:1



A. 7: Links: Spannungen in z-Richtung, Rechts: Rissbild des Stützen-Deckenknoten 0_100_15_1:1

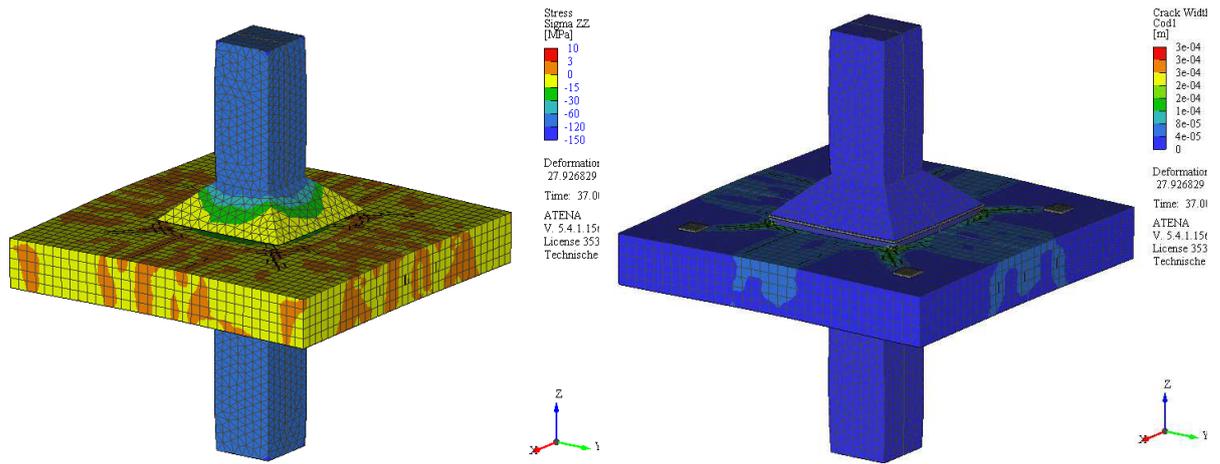


A. 8: Links: horizontale Spannungen in y-Richtung und rechts: Spannungen in z-Richtung, bei Schnitt durch den Stützen-Deckenknoten 0_100_15_1:1

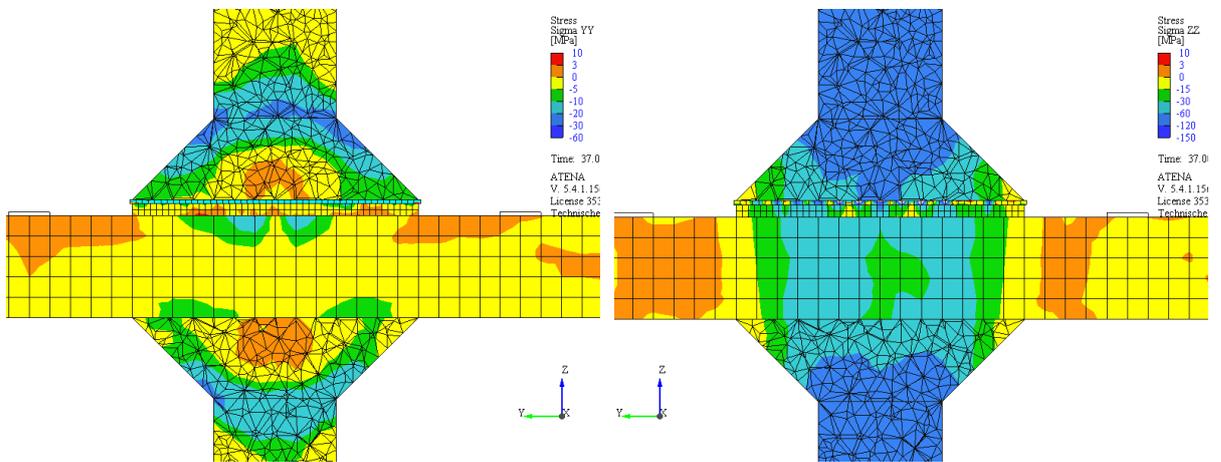


A. 9: Kraft-Stauchungs-Linie des Stützen-Deckenknoten 0_100_15_1:1

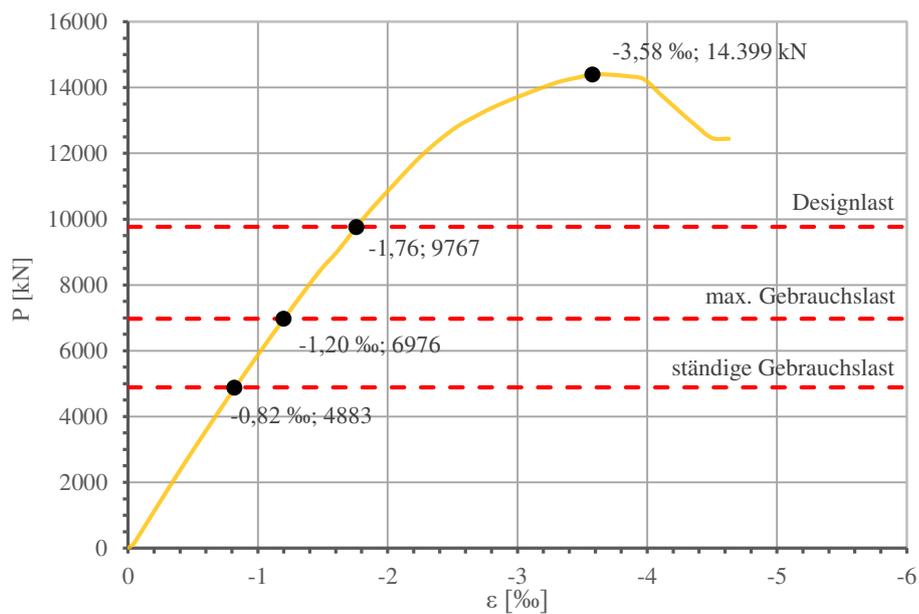
A.4. 0_100_20_1:1



A. 10: Links: Spannungen in z-Richtung, Rechts: Rissbild des Stützen-Deckenknoten 0_100_20_1:1

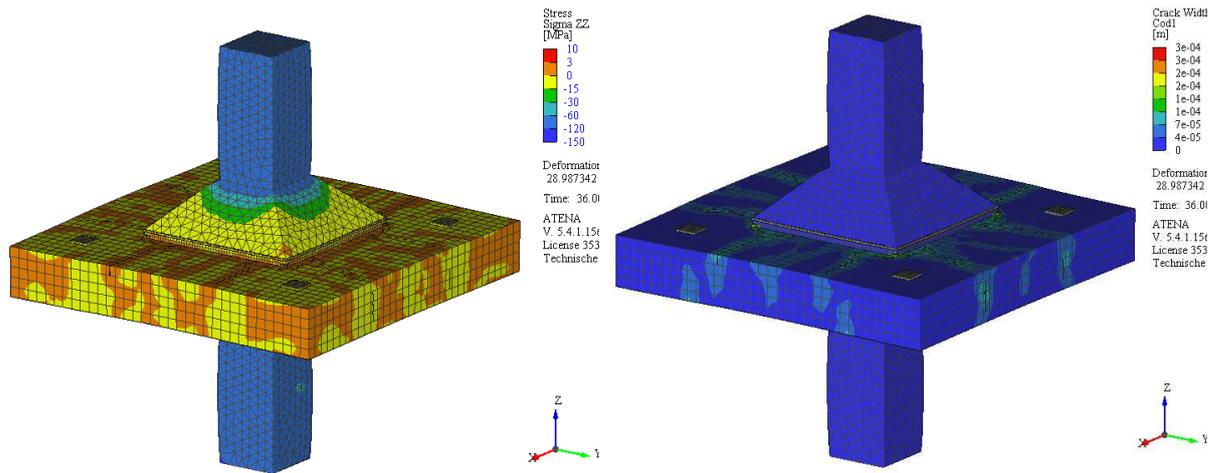


A. 11: Links: horizontale Spannungen in y-Richtung und rechts: Spannungen in z-Richtung, bei Schnitt durch den Stützen-Deckenknoten 0_100_20_1:1

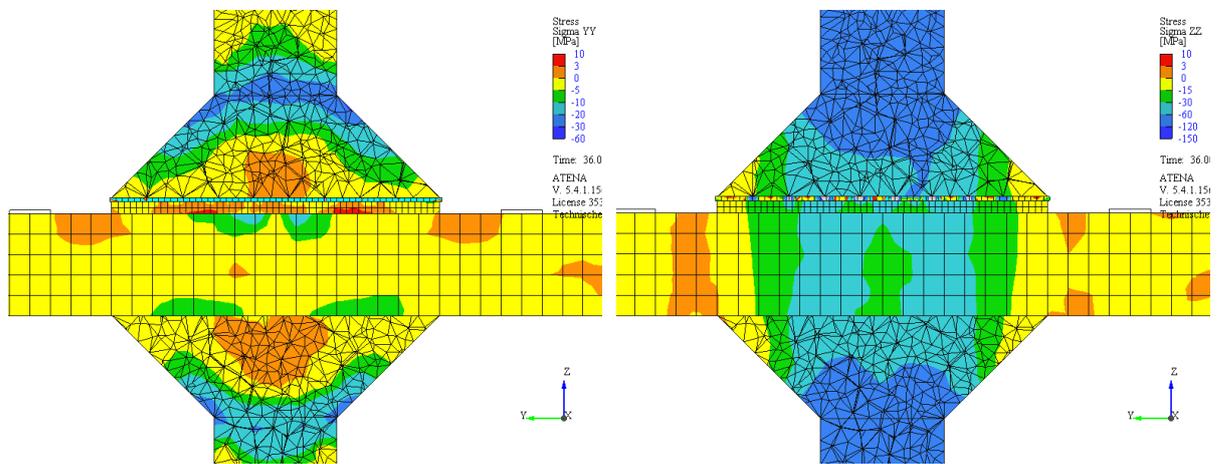


A. 12: Kraft-Stauchungs-Linie des Stützen-Deckenknoten 0_100_20_1:1

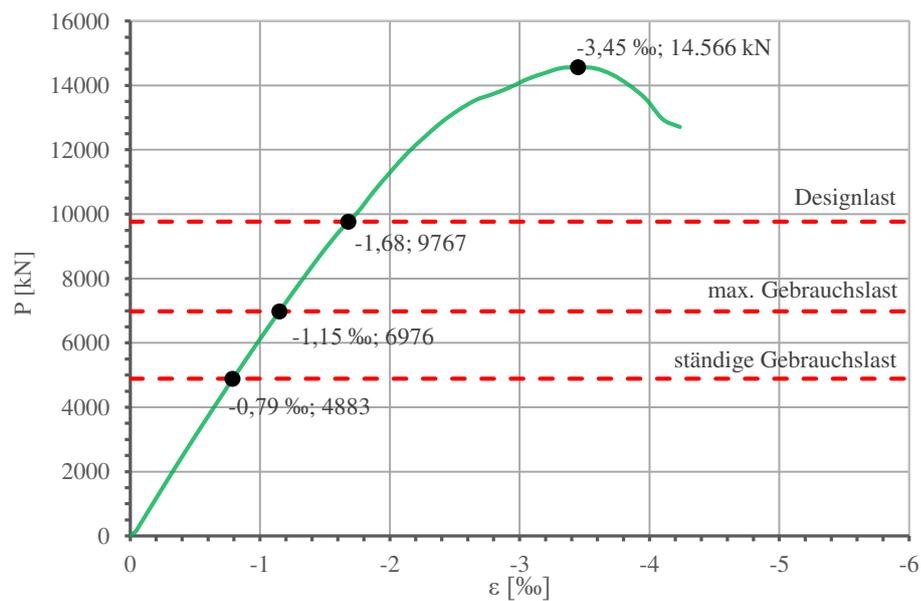
A.5. 0_100_25_1:1



A. 13: Links: Spannungen in z-Richtung, Rechts: Rissbild des Stützen-Deckenknoten 0_100_25_1:1

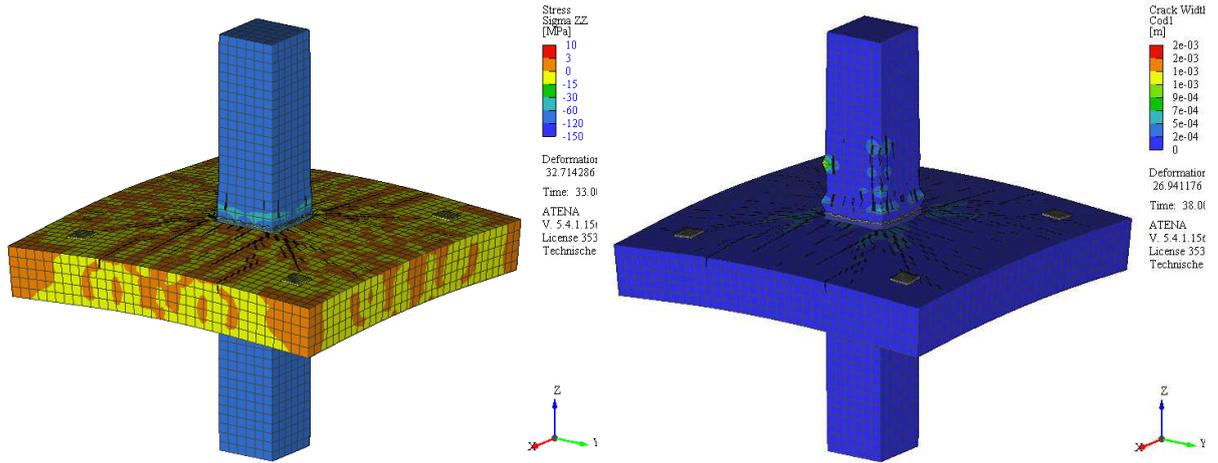


A. 14: Links: horizontale Spannungen in y-Richtung und rechts: Spannungen in z-Richtung, bei Schnitt durch den Stützen-Deckenknoten 0_100_25_1:1

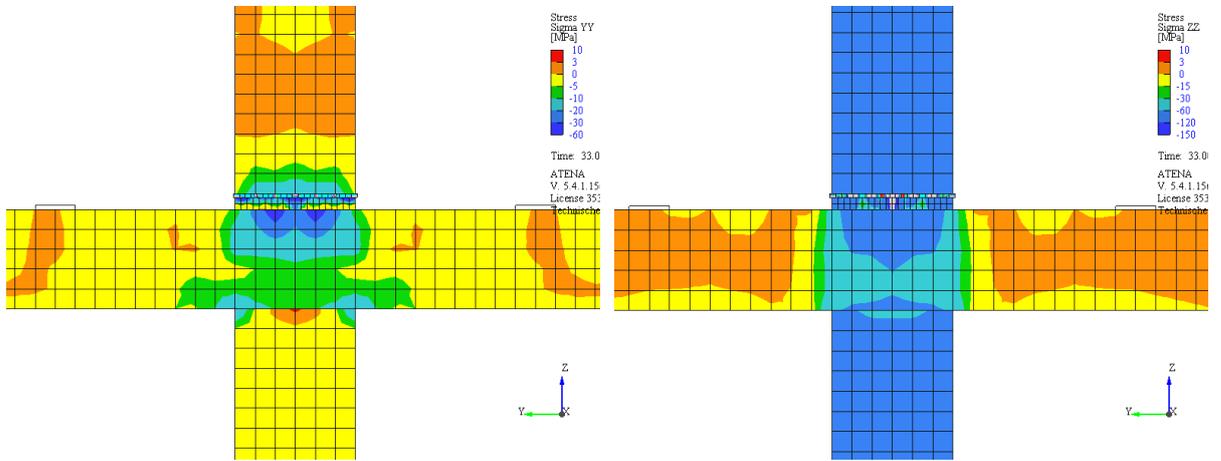


A. 15: Kraft-Stauchungs-Linie des Stützen-Deckenknoten 0_100_25_1:1

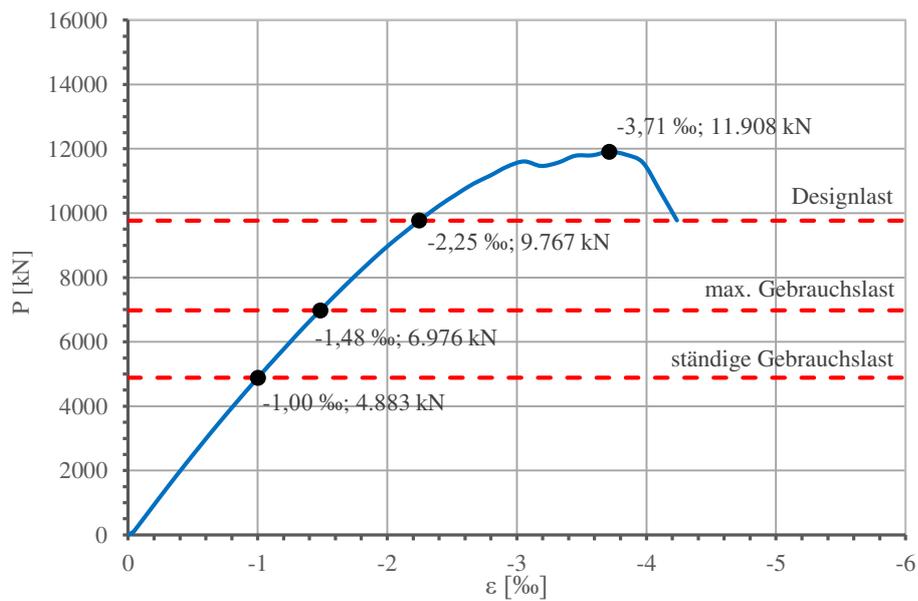
A.6. 15_100_RFSDK



A. 16: Links: Spannungen in z-Richtung, Rechts: Rissbild des Referenzstützen-Deckenknotens 15_100

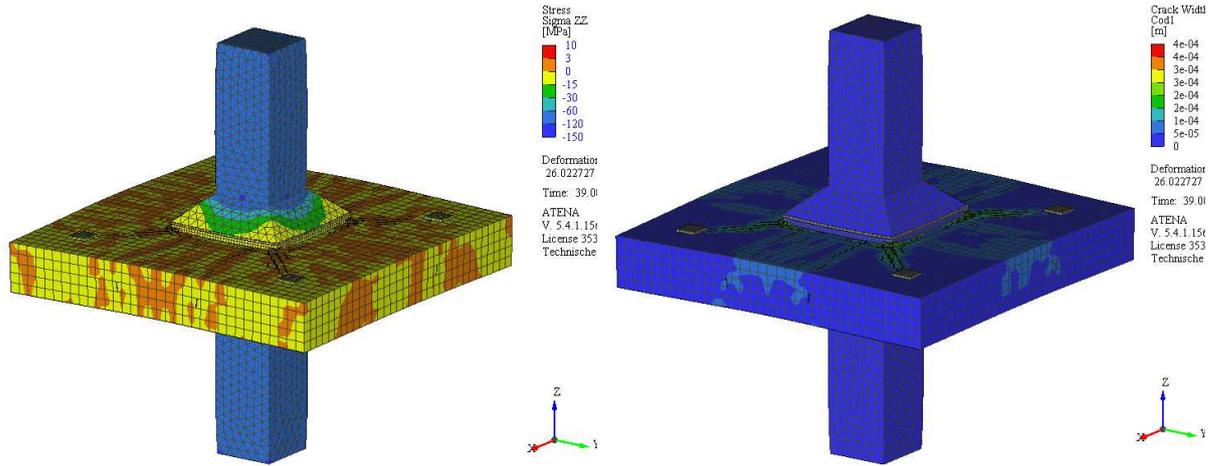


A. 17: Links: horizontale Spannungen in y-Richtung und rechts: Spannungen in z-Richtung, bei Schnitt durch den Referenzstützen-Deckenknoten 15_100

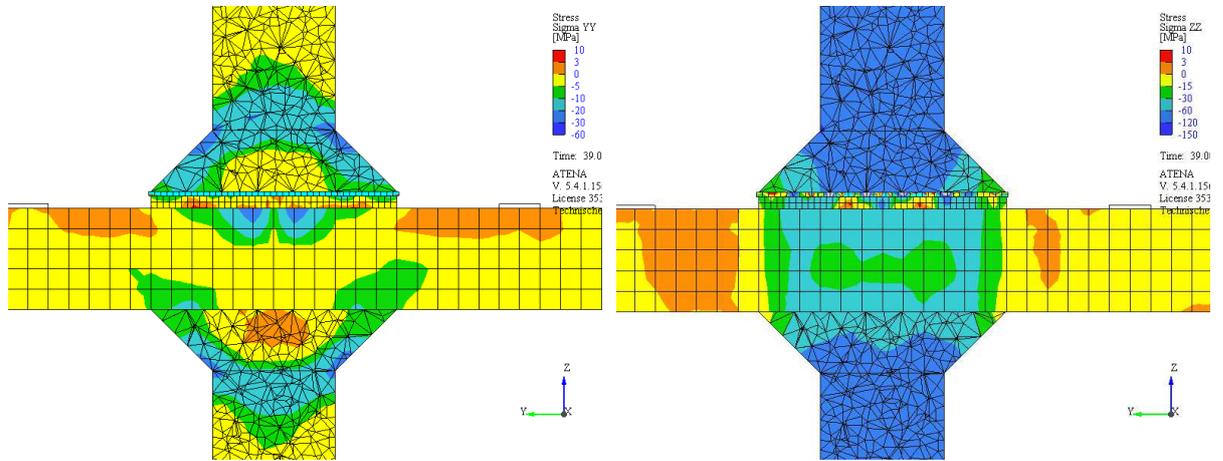


A. 18: Kraft-Stauchungs-Linie des Referenzstützen-Deckenknotens 15_100

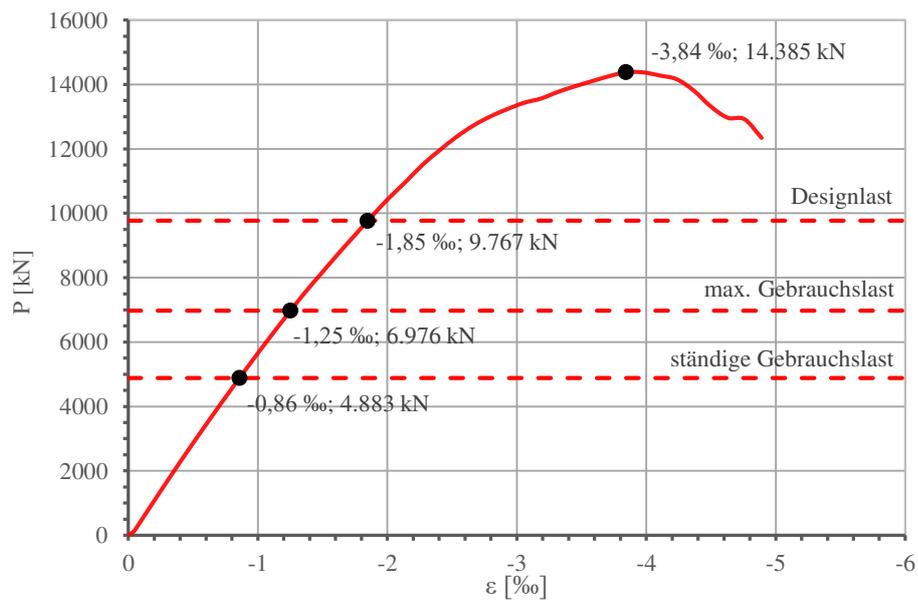
A.7. 15_100_15_1:1



A. 19: Links: Spannungen in z-Richtung, Rechts: Rissbild des Stützen-Deckenknoten 15_100_15_1:1

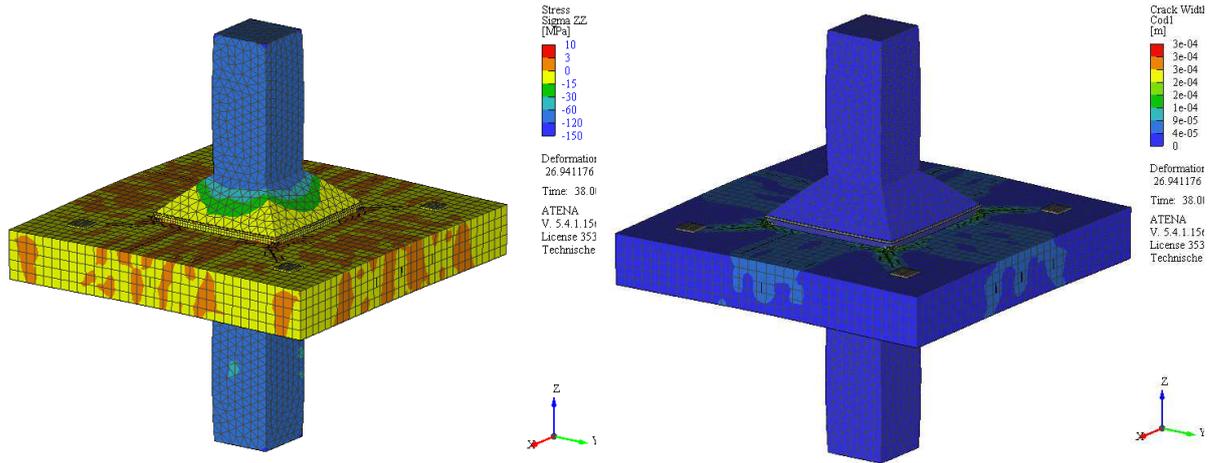


A. 20: Links: horizontale Spannungen in y-Richtung und rechts: Spannungen in z-Richtung, bei Schnitt durch den Stützen-Deckenknoten 15_100_15_1:1

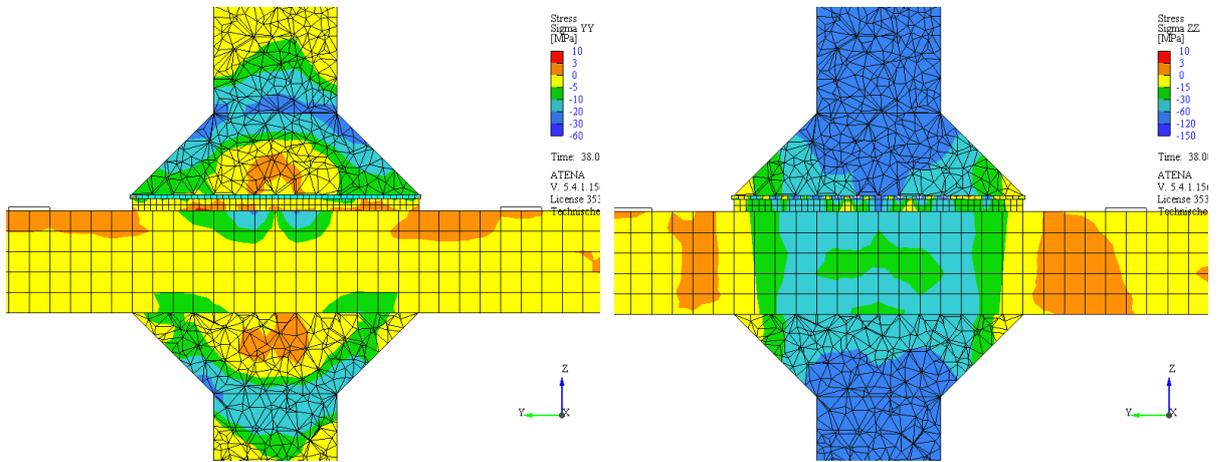


A. 21: Kraft-Stauchungs-Linie des Stützen-Deckenknoten 15_100_15_1:1

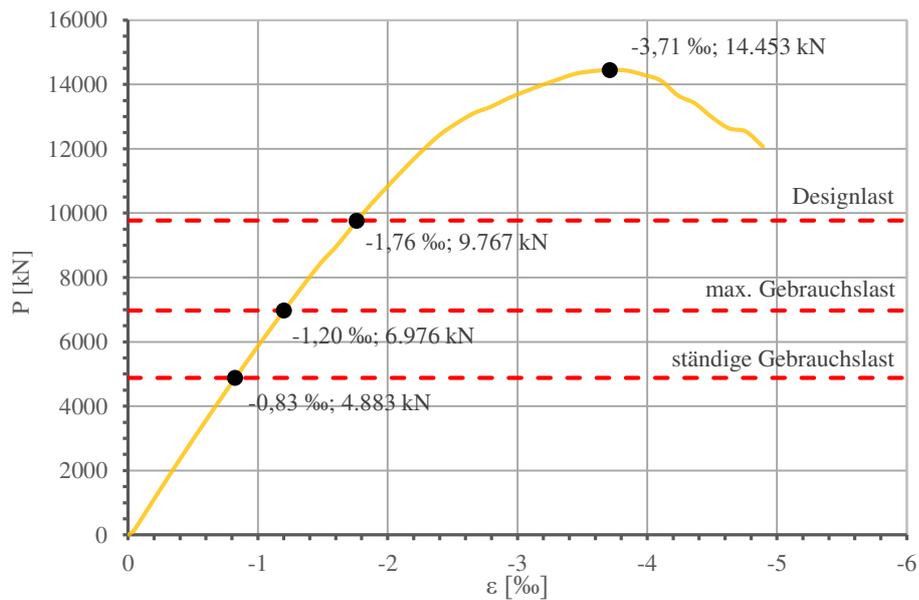
A.8. 15_100_20_1:1



A. 22: Links: Spannungen in z-Richtung, Rechts: Rissbild des Stützen-Deckenknoten 15_100_20_1:1

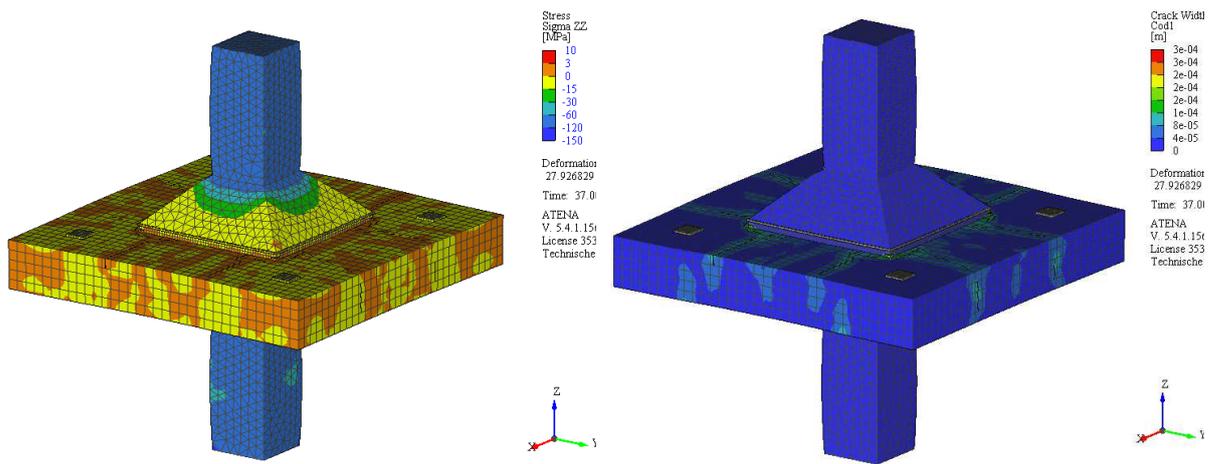


A. 23: Links: horizontale Spannungen in y-Richtung und rechts: Spannungen in z-Richtung, bei Schnitt durch den Stützen-Deckenknoten 15_100_20_1:1

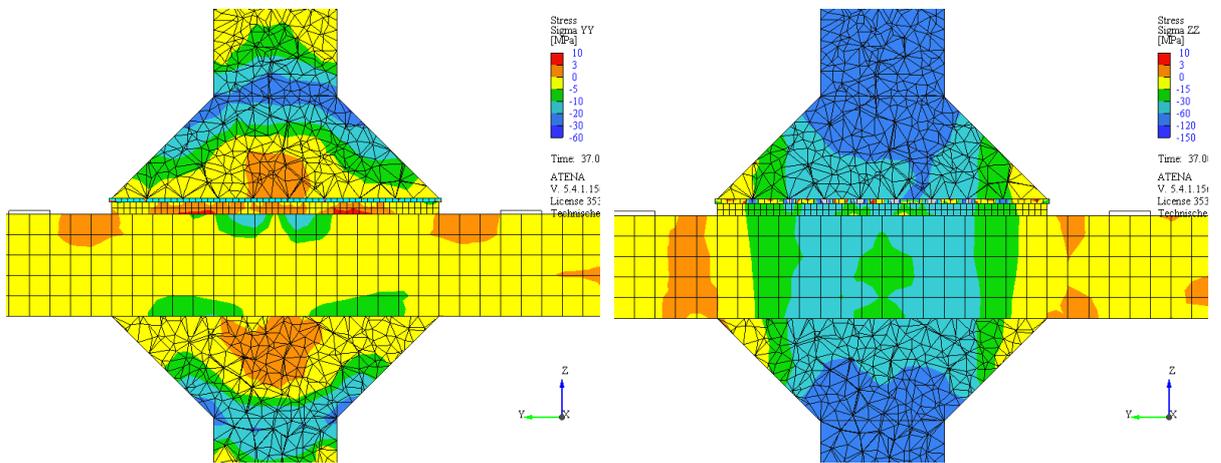


A. 24: Kraft-Stauchungs-Linie des Stützen-Deckenknoten 15_100_20_1:1

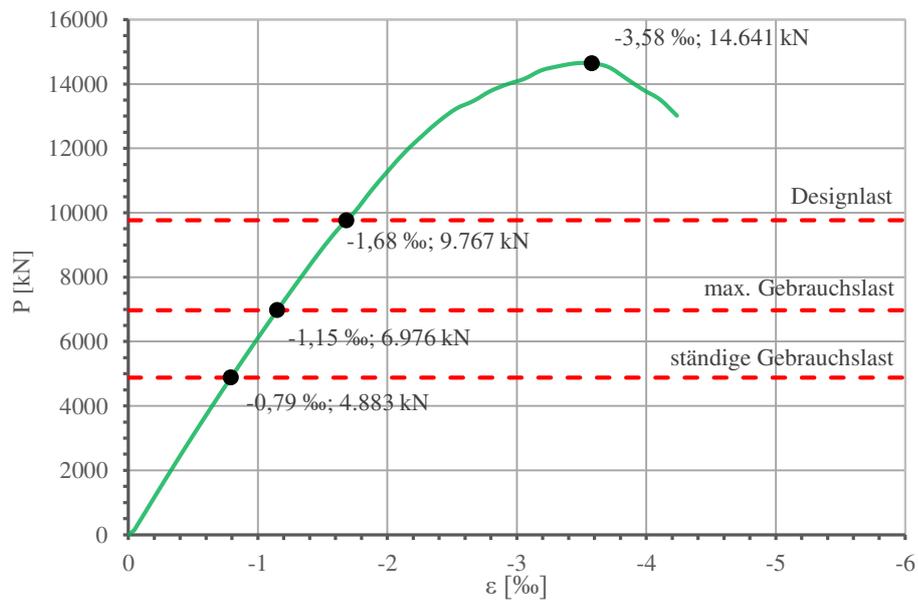
A.9. 15_100_25_1:1



A. 25: Links: Spannungen in z-Richtung, Rechts: Rissbild des Stützen-Deckenknoten 15_100_25_1:1

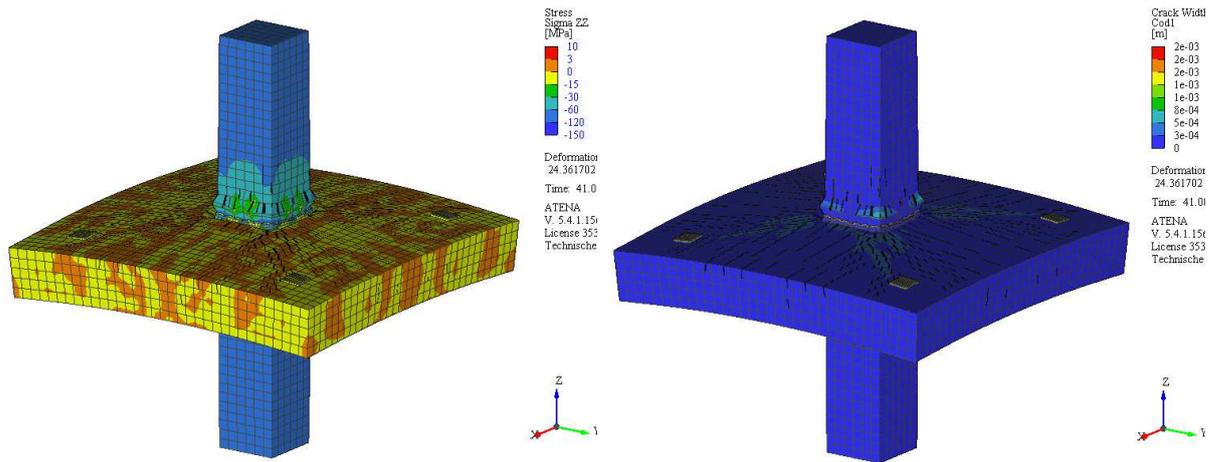


A. 26: Links: horizontale Spannungen in y-Richtung und rechts: Spannungen in z-Richtung, bei Schnitt durch den Stützen-Deckenknoten 15_100_25_1:1

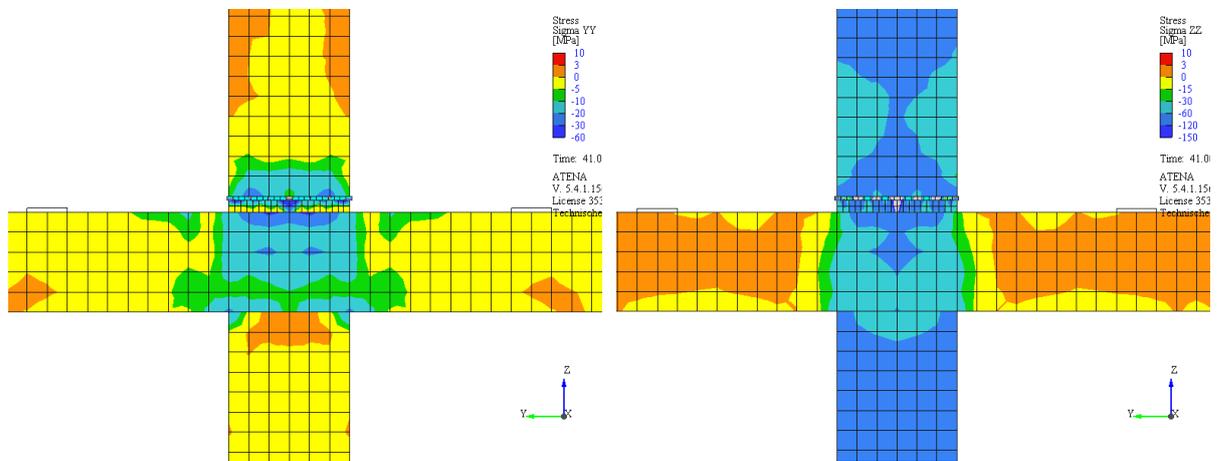


A. 27: Kraft-Stauchungs-Linie des Stützen-Deckenknoten 15_100_25_1:1

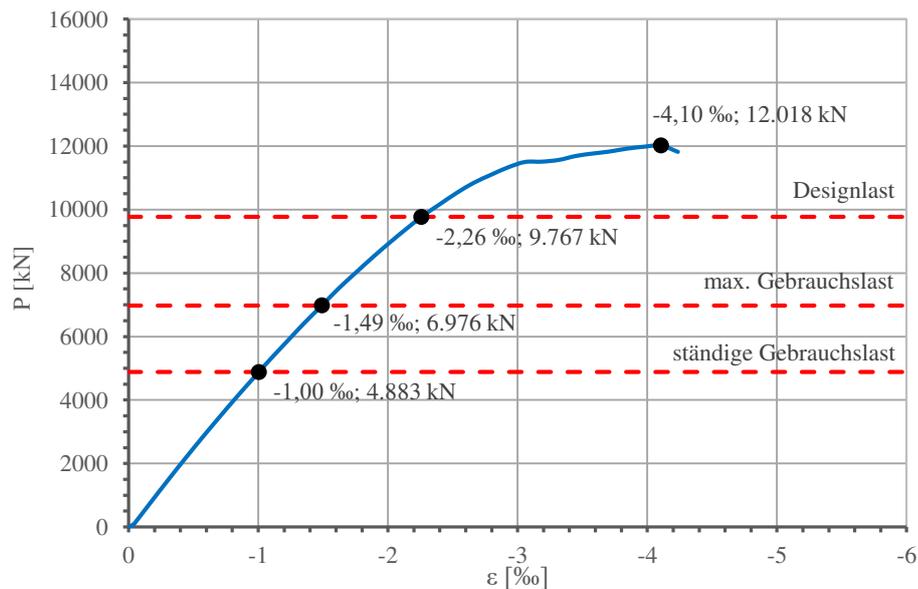
A.10. 30_100_RFSDK



A. 28: Links: Spannungen in z-Richtung, Rechts: Rissbild des Referenzstützen-Deckenknotens 30_100

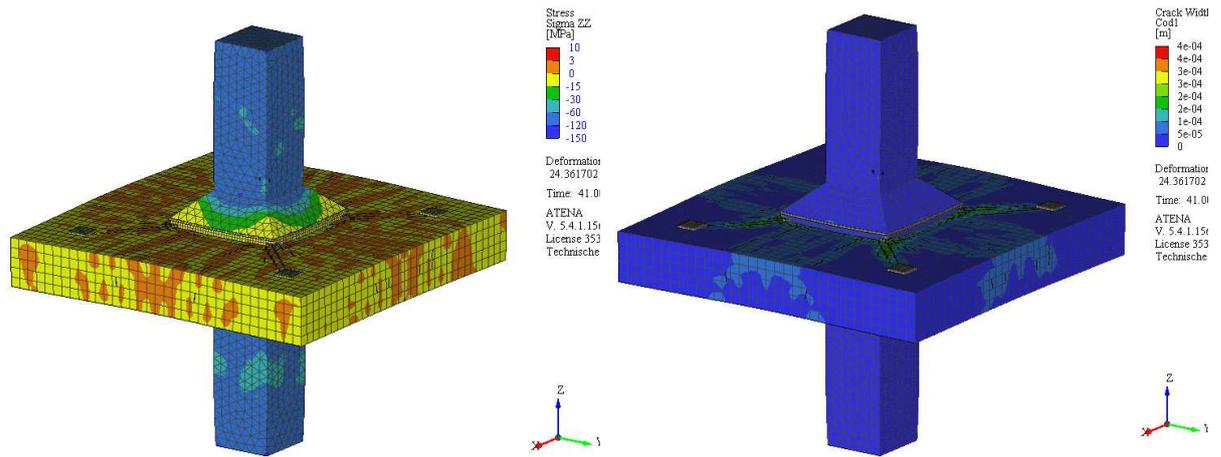


A. 29: Links: horizontale Spannungen in y-Richtung und rechts: Spannungen in z-Richtung, bei Schnitt durch den Referenzstützen-Deckenknoten 30_100

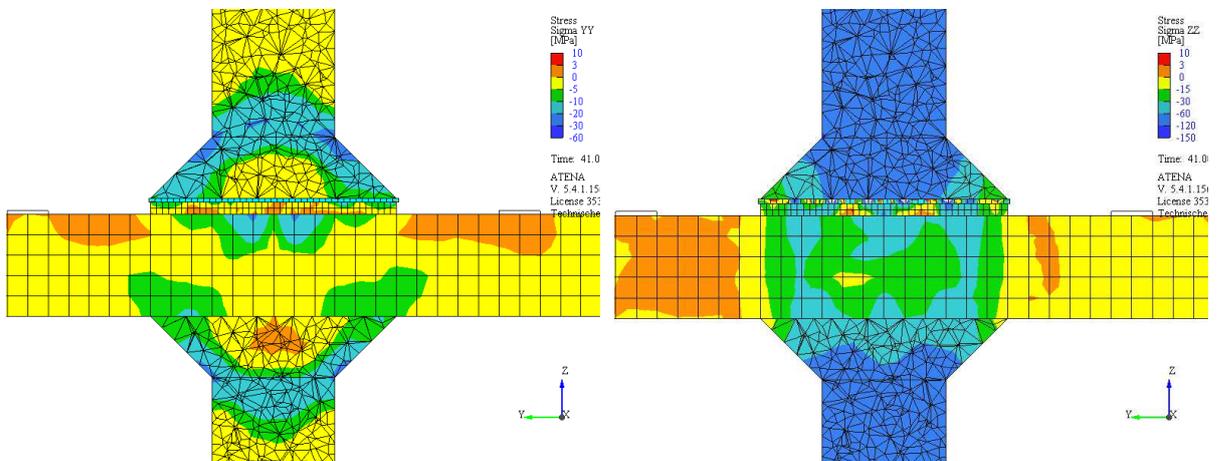


A. 30: Kraft-Stauchungs-Linie des Referenzstützen-Deckenknotens 30_100

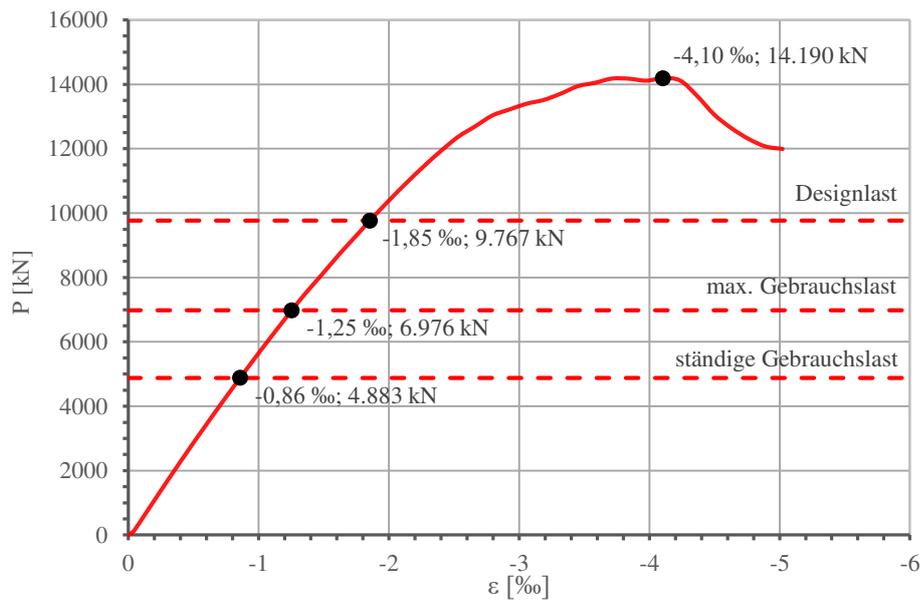
A.11. 30_100_15_1:1



A. 31: Links: Spannungen in z-Richtung, Rechts: Rissbild des Stützen-Deckenknoten 30_100_15_1:1

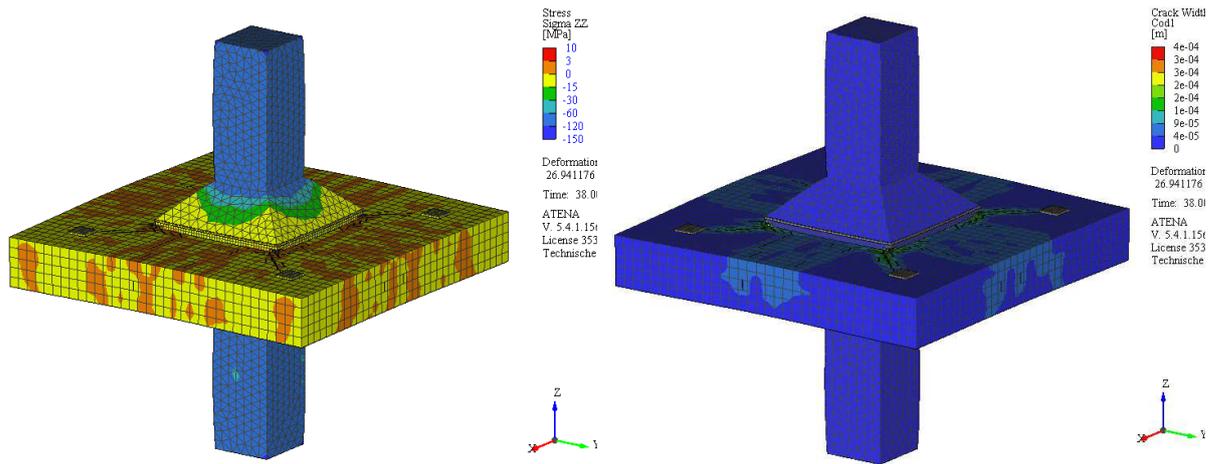


A. 32: Links: horizontale Spannungen in y-Richtung und rechts: Spannungen in z-Richtung, bei Schnitt durch den Stützen-Deckenknoten 30_100_15_1:1

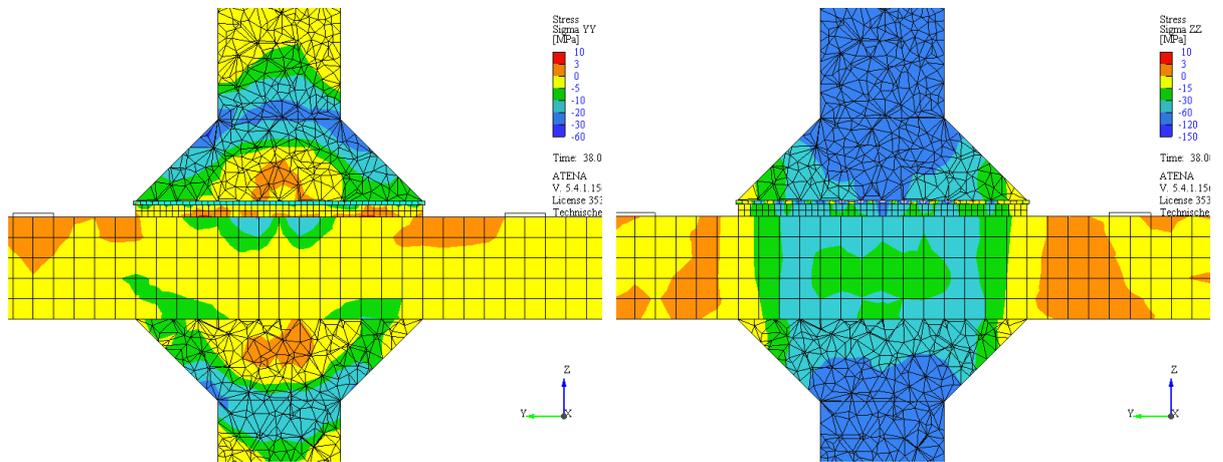


A. 33: Kraft-Stauchungs-Linie des Stützen-Deckenknoten 30_100_15_1:1

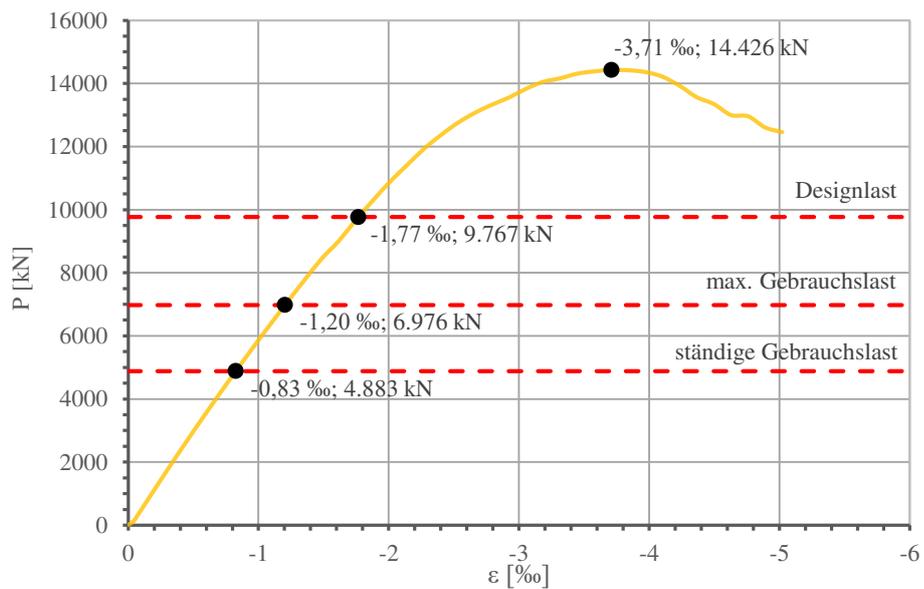
A.12. 30_100_20_1:1



A. 34: Links: Spannungen in z-Richtung, Rechts: Rissbild des Stützen-Deckenknoten 30_100_20_1:1

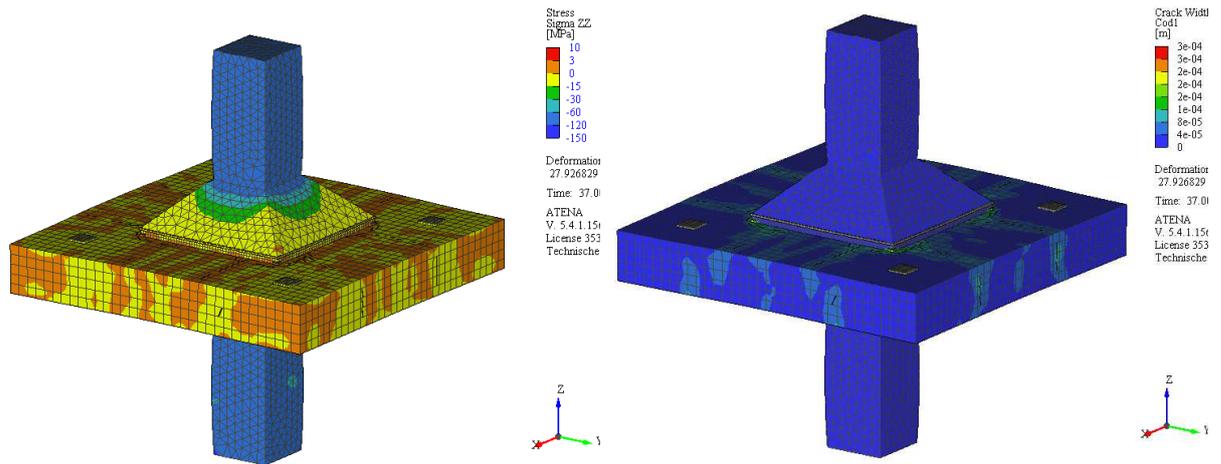


A. 35: Links: horizontale Spannungen in y-Richtung und rechts: Spannungen in z-Richtung, bei Schnitt durch den Stützen-Deckenknoten 30_100_20_1:1

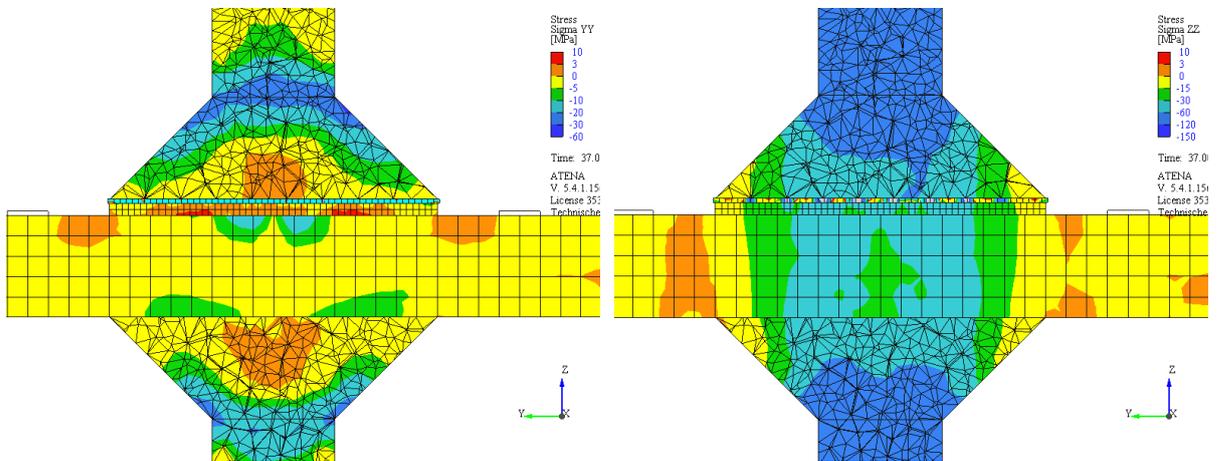


A. 36: Kraft-Stauchungs-Linie des Stützen-Deckenknoten 30_100_20_1:1

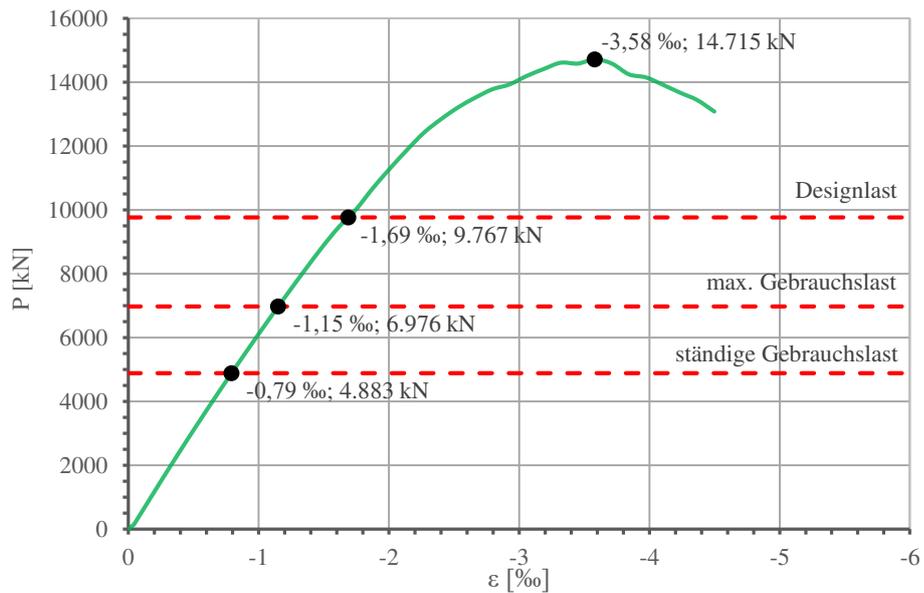
A.13. 30_100_25_1:1



A. 37: Links: Spannungen in z-Richtung, Rechts: Rissbild des Stützen-Deckenknoten 30_100_25_1:1

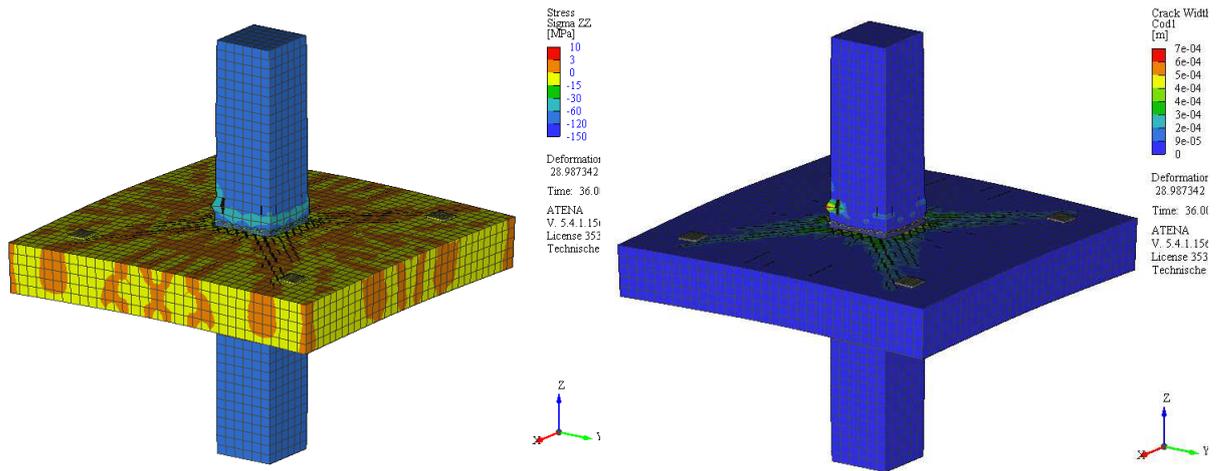


A. 38: Links: horizontale Spannungen in y-Richtung und rechts: Spannungen in z-Richtung, bei Schnitt durch den Stützen-Deckenknoten 30_100_25_1:1

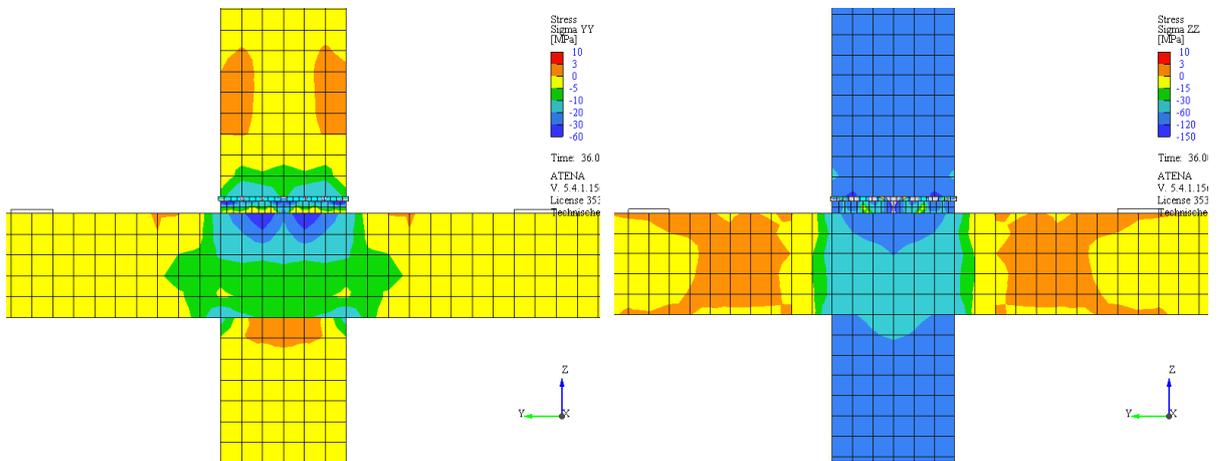


A. 39: Kraft-Stauchungs-Linie des Stützen-Deckenknoten 30_100_25_1:1

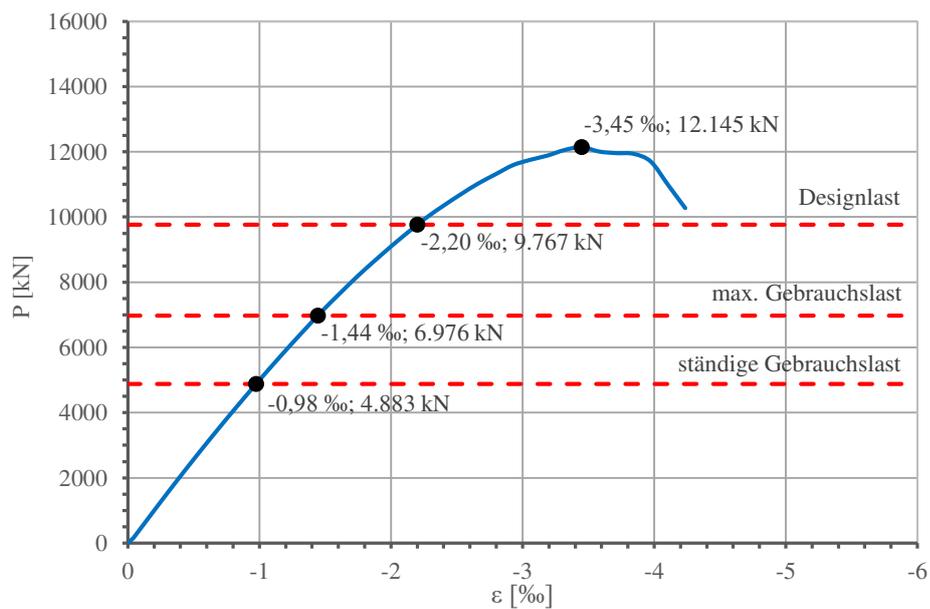
A.14. 15_50_RFSDK



A. 40: Links: Spannungen in z-Richtung, Rechts: Rissbild des Referenzstützen-Deckenknotens 15_50

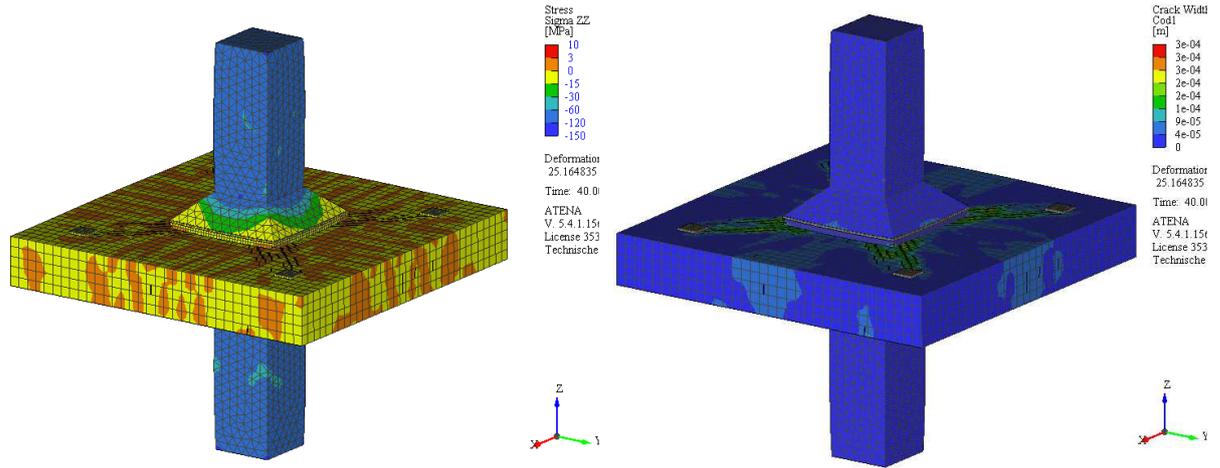


A. 41: Links: horizontale Spannungen in y-Richtung und rechts: Spannungen in z-Richtung, bei Schnitt durch den Referenzstützen-Deckenknoten 15_50

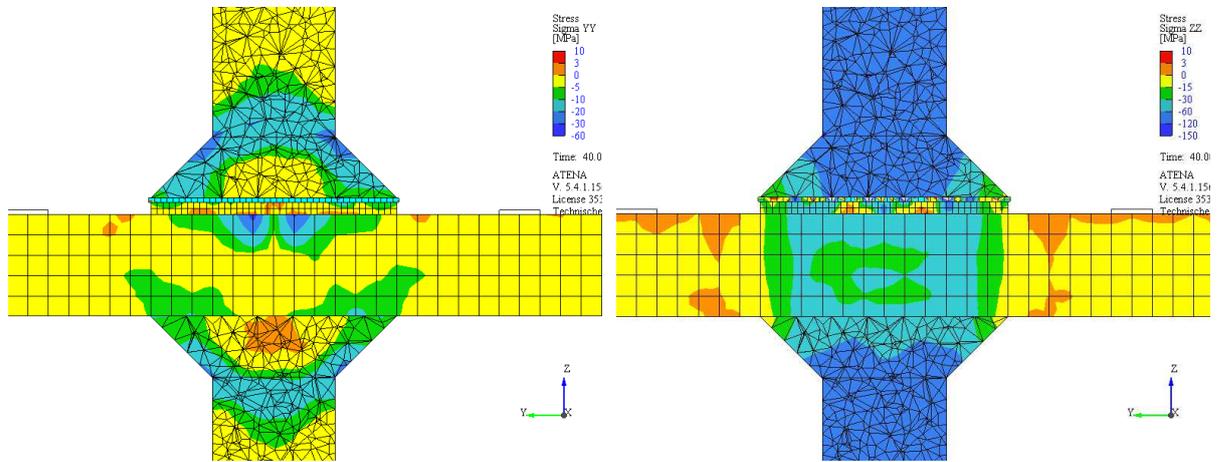


A. 42: Kraft-Stauchungs-Linie des Referenzstützen-Deckenknotens 15_50

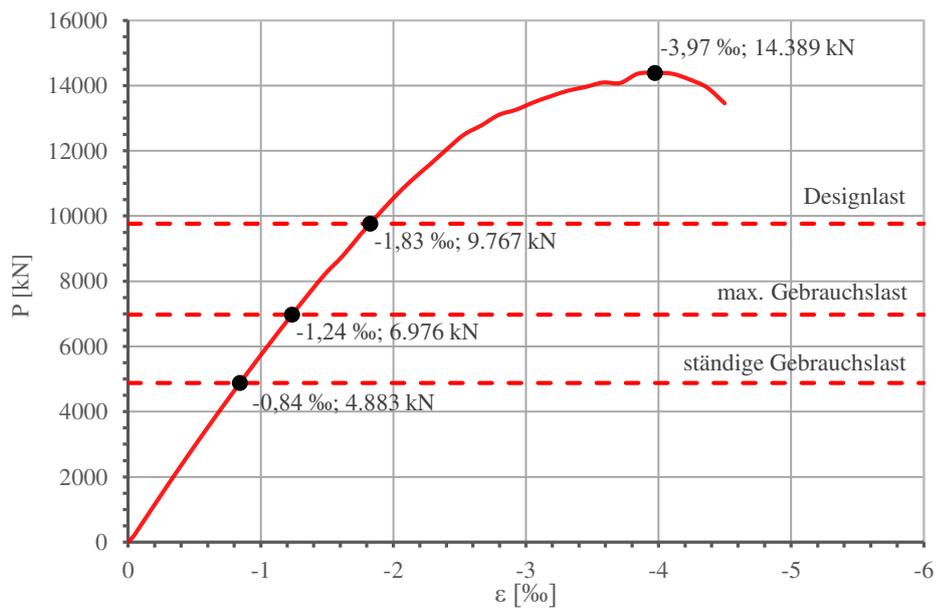
A.15. 15_50_15_1:1



A. 43: Links: Spannungen in z-Richtung, Rechts: Rissbild des Stützen-Deckenknoten 15_50_15_1:1

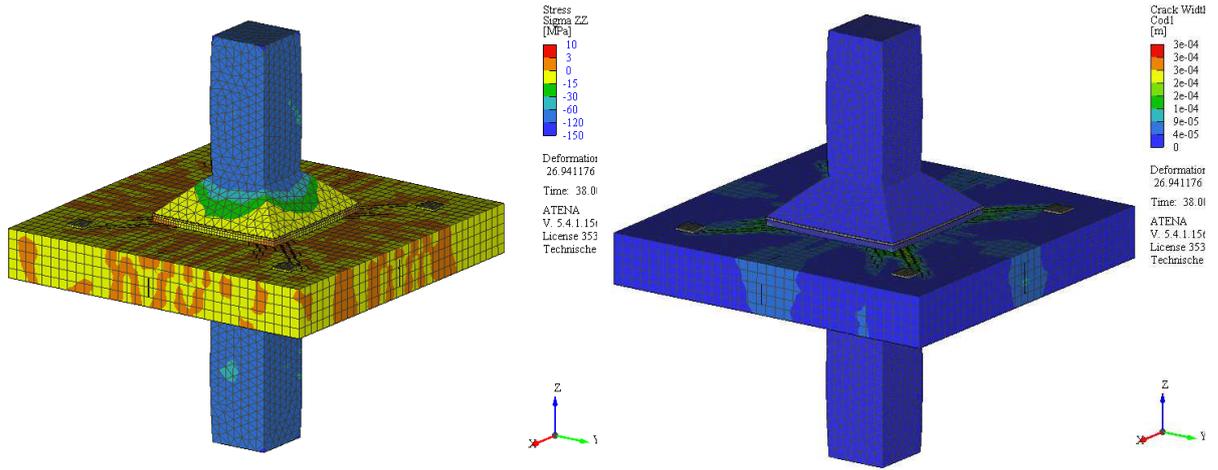


A. 44: Links: horizontale Spannungen in y-Richtung und rechts: Spannungen in z-Richtung, bei Schnitt durch den Stützen-Deckenknoten 15_50_15_1:1

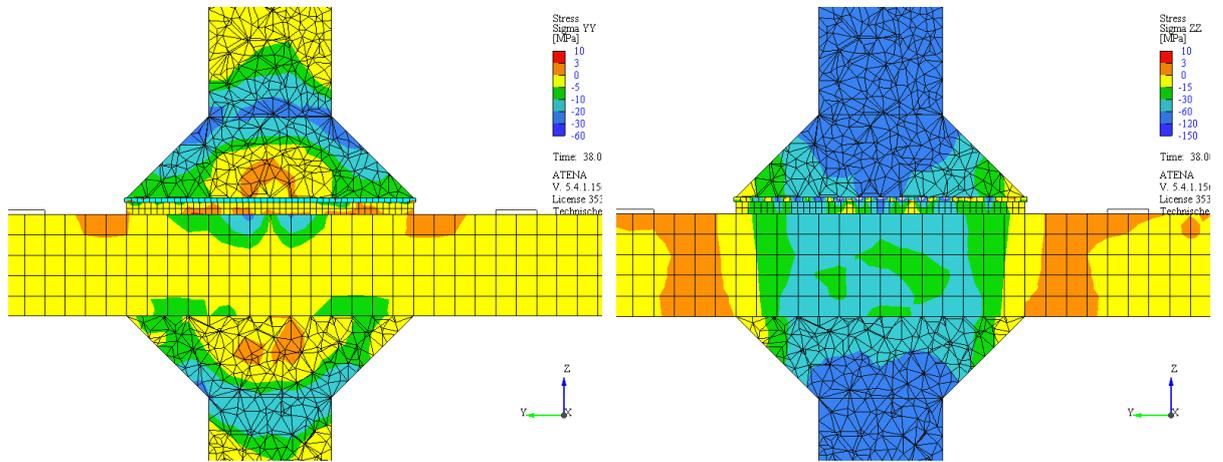


A. 45: Kraft-Stauchungs-Linie des Stützen-Deckenknoten 15_50_15_1:1

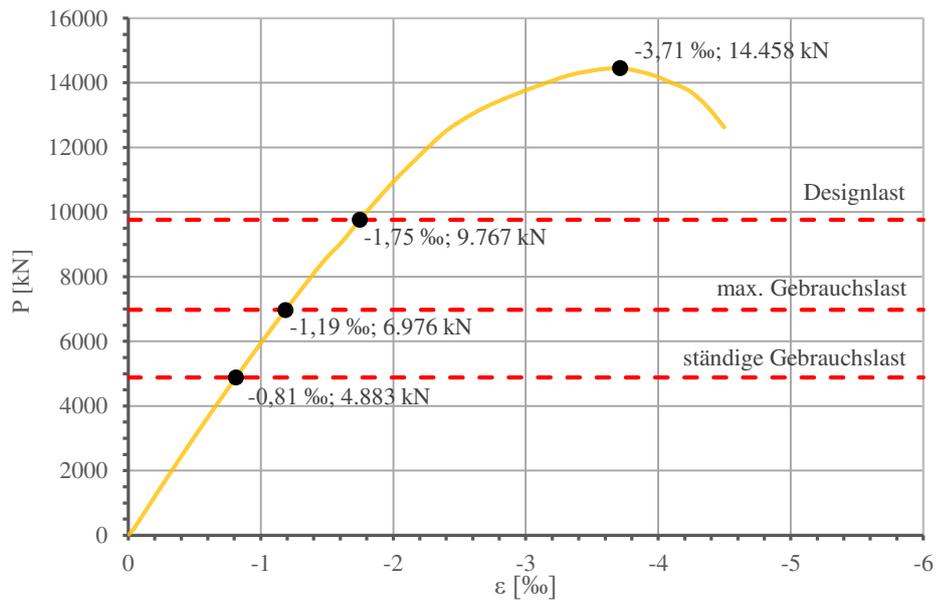
A.16. 15_50_20_1:1



A. 46: Links: Spannungen in z-Richtung, Rechts: Rissbild des Stützen-Deckenknoten 15_50_20_1:1

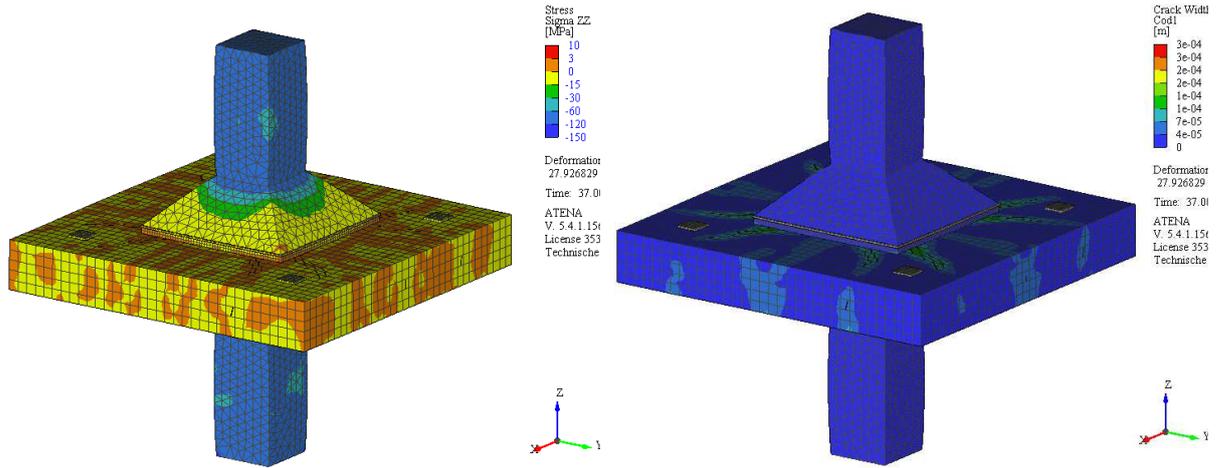


A. 47: Links: horizontale Spannungen in y-Richtung und rechts: Spannungen in z-Richtung, bei Schnitt durch den Stützen-Deckenknoten 15_50_20_1:1

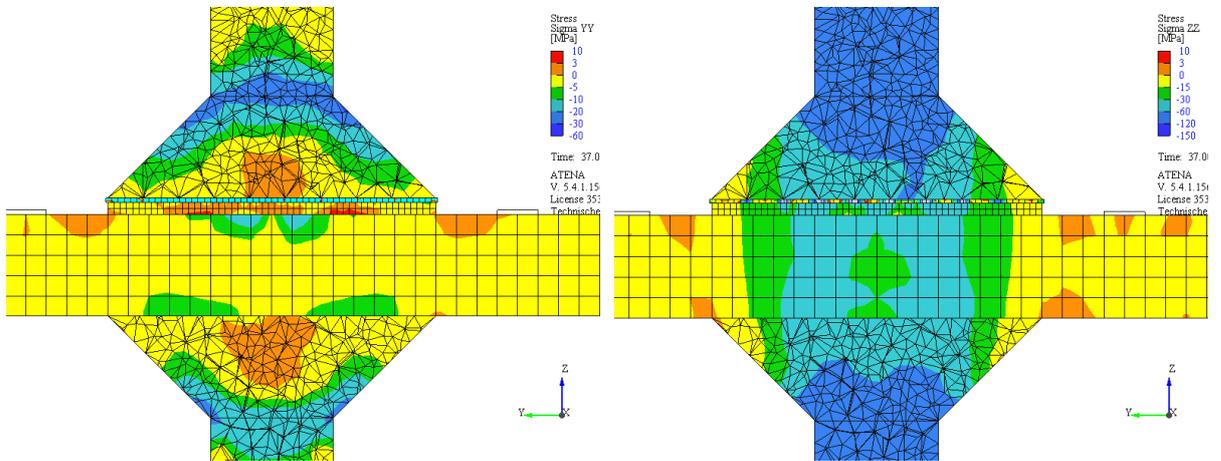


A. 48: Kraft-Stauchungs-Linie des Stützen-Deckenknoten 15_50_20_1:1

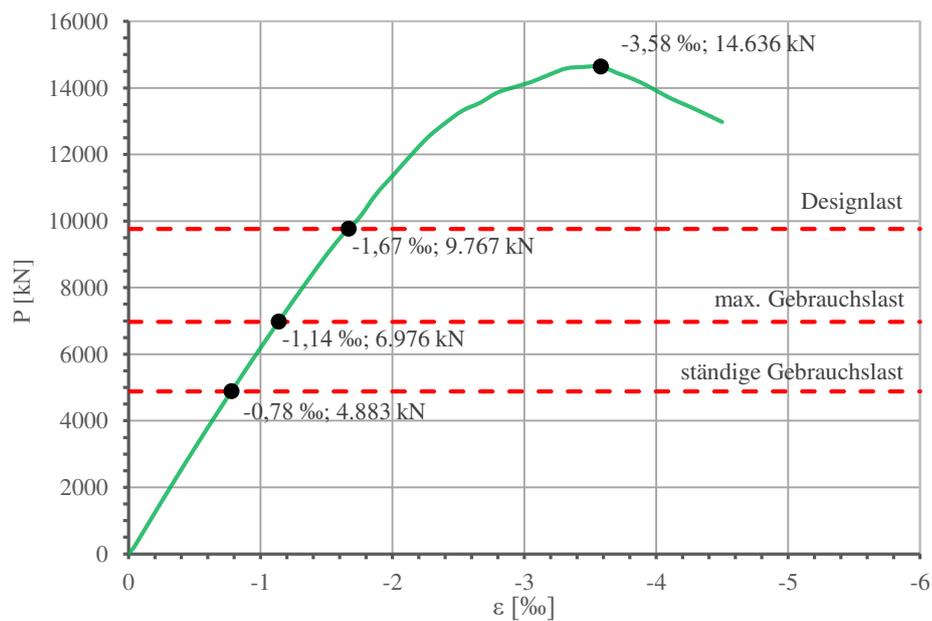
A.17. 15_50_25_1:1



A. 49: Links: Spannungen in z-Richtung, Rechts: Rissbild des Stützen-Deckenknoten 15_50_25_1:1

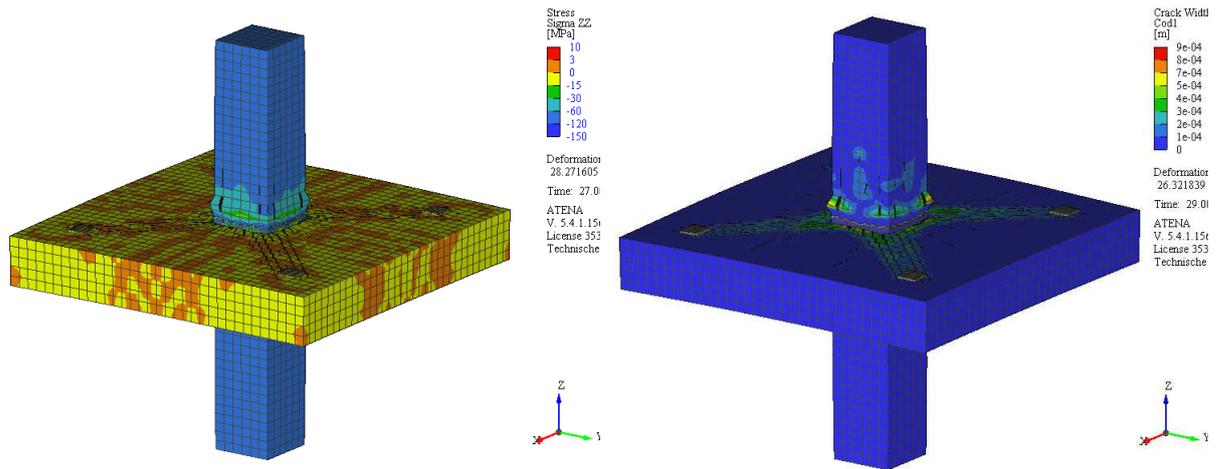


A. 50: Links: horizontale Spannungen in y-Richtung und rechts: Spannungen in z-Richtung, bei Schnitt durch den Stützen-Deckenknoten 15_50_25_1:1

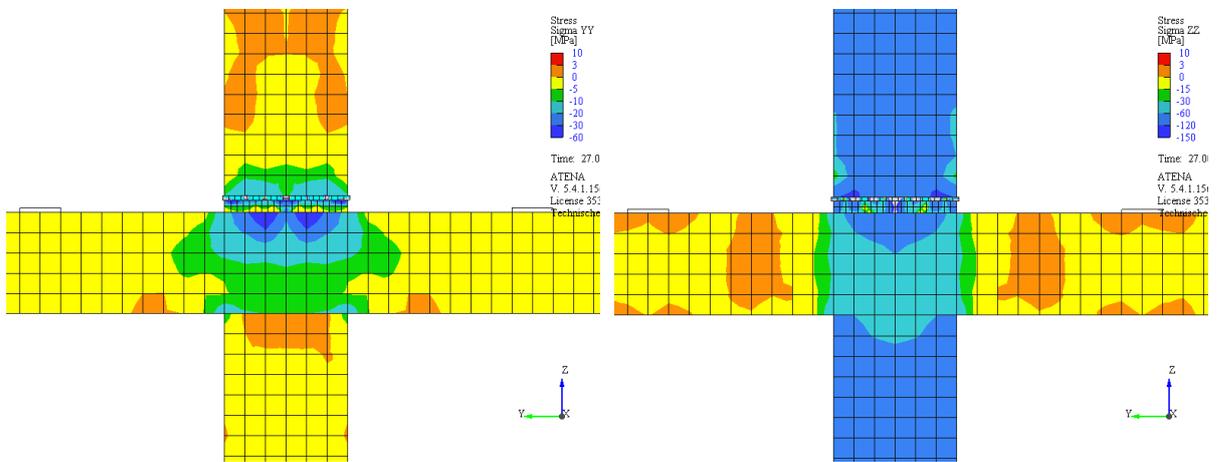


A. 51: Kraft-Stauchungs-Linie des Stützen-Deckenknoten 15_50_25_1:1

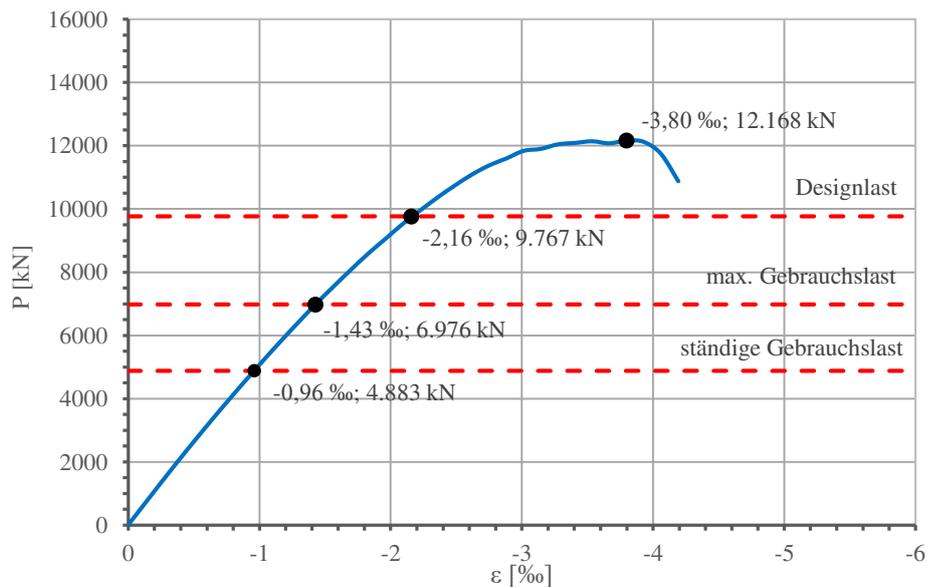
A.18. 15_0_RFSDK



A. 52: Links: Spannungen in z-Richtung, Rechts: Rissbild des Referenzstützen-Deckenknotsens 15_0

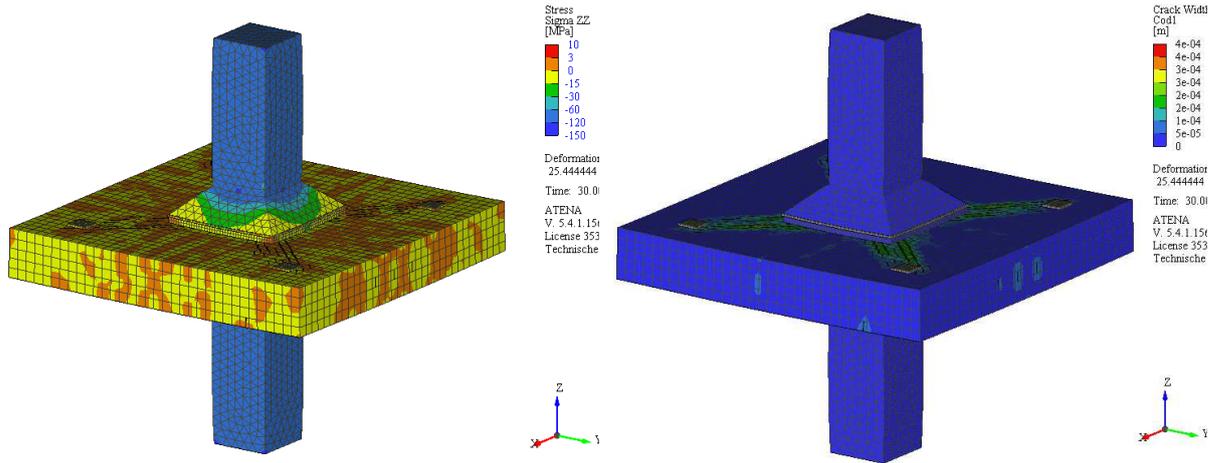


A. 53: Links: horizontale Spannungen in y-Richtung und rechts: Spannungen in z-Richtung, bei Schnitt durch den Referenzstützen-Deckenknotsens 15_0

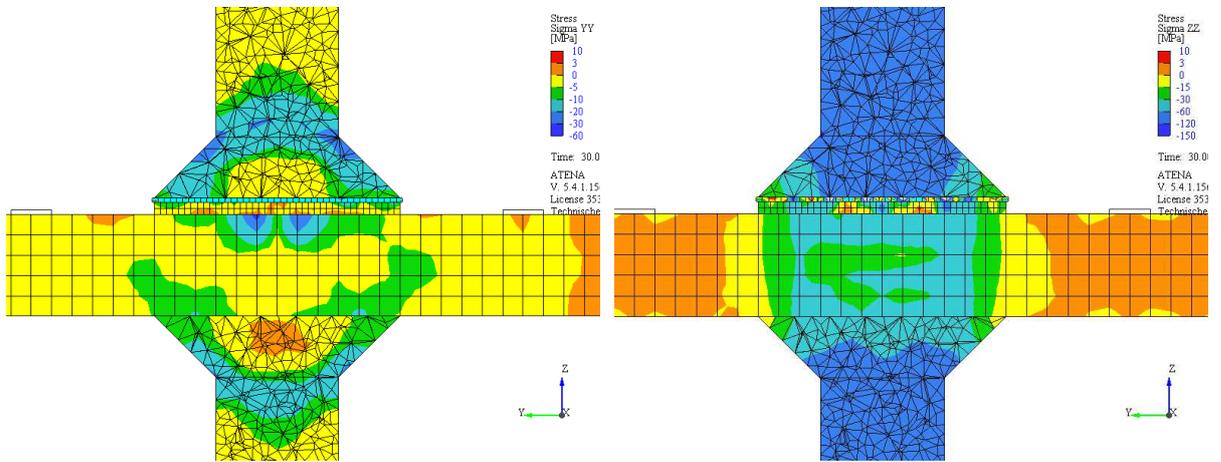


A. 54: Kraft-Stauchungs-Linie des Referenzstützen-Deckenknotsens 15_0

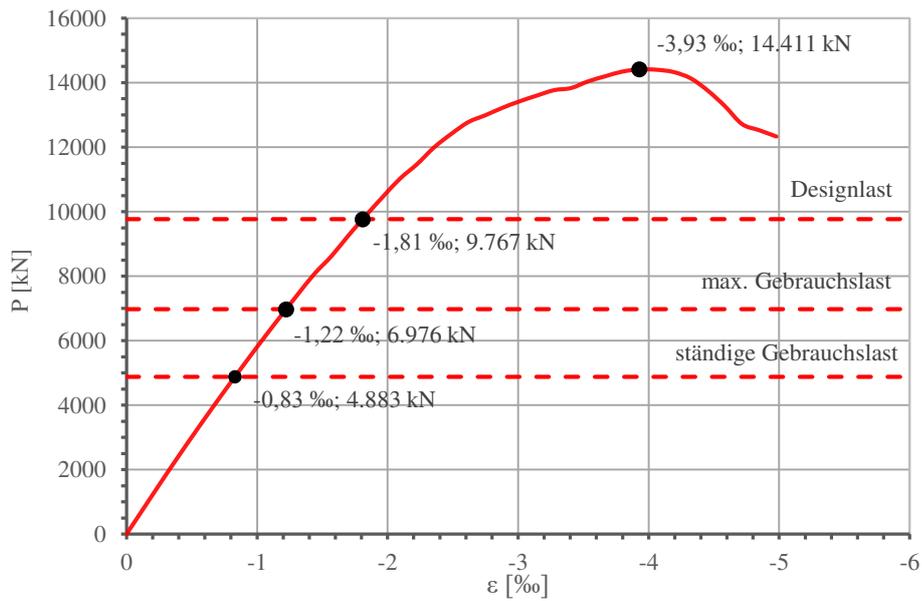
A.19. 15_0_15_1:1



A. 55: Links: Spannungen in z-Richtung, Rechts: Rissbild des Stützen-Deckenknoten 15_0_15_1:1

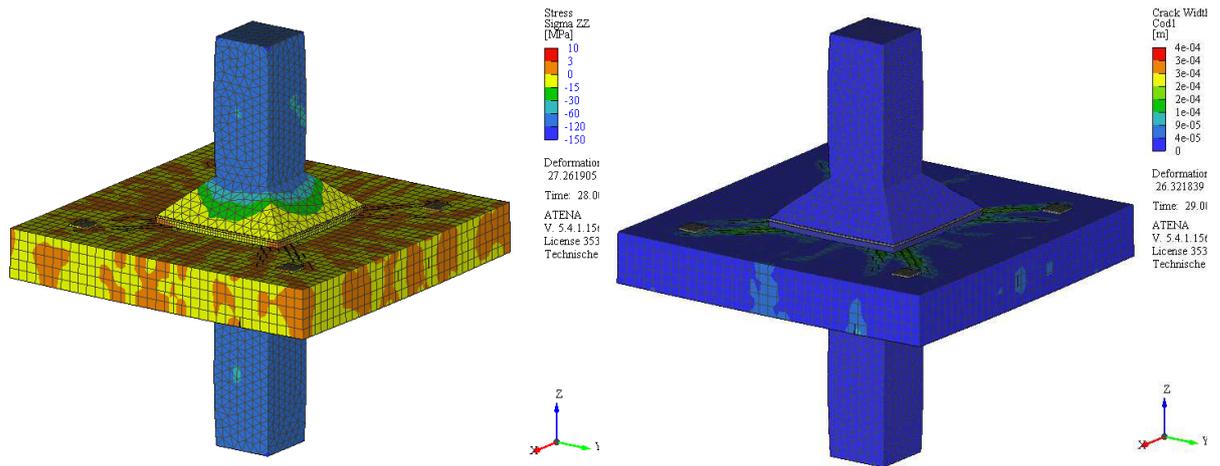


A. 56: Links: horizontale Spannungen in y-Richtung und rechts: Spannungen in z-Richtung, bei Schnitt durch den Stützen-Deckenknoten 15_0_15_1:1

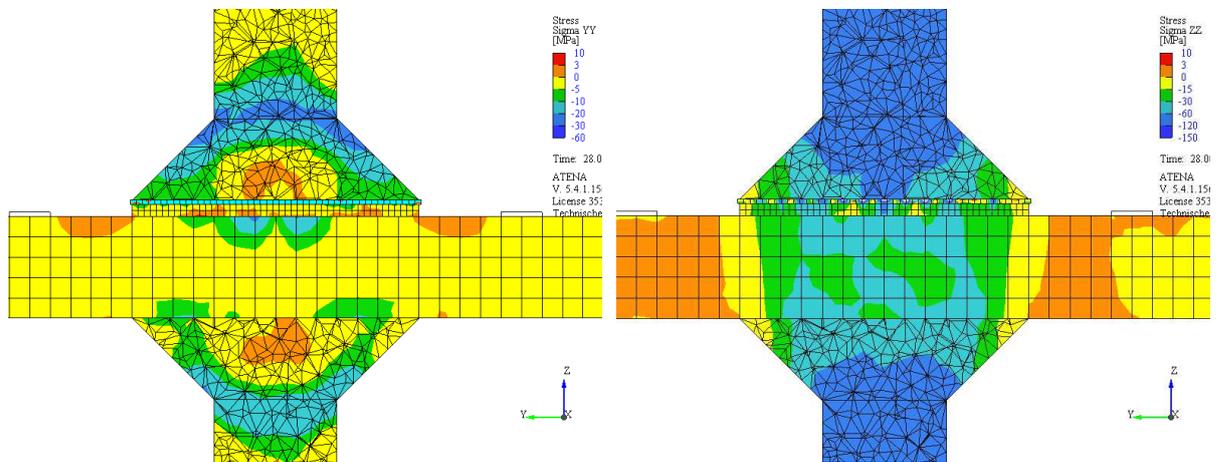


A. 57: Kraft-Stauchungs-Linie der des Stützen-Deckenknoten 15_0_15_1:1

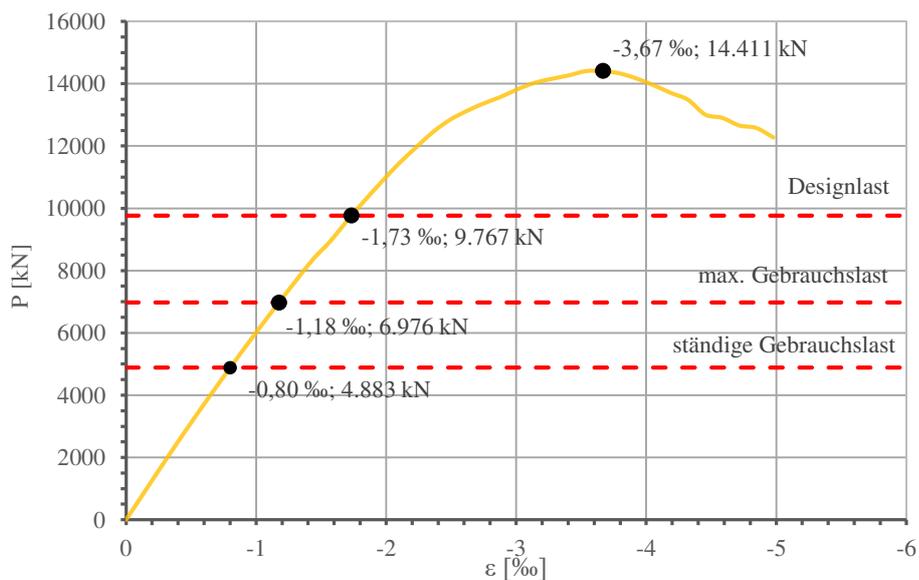
A.20. 15_0_20_1:1



A. 58: Links: Spannungen in z-Richtung, Rechts: Rissbild des Stützen-Deckenknoten 15_0_20_1:1

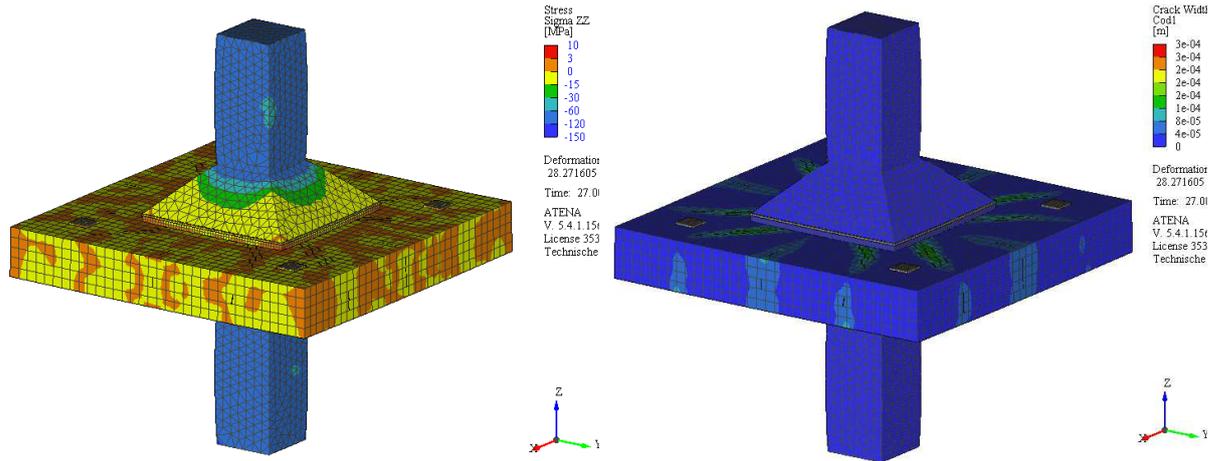


A. 59: Links: horizontale Spannungen in y-Richtung und rechts: Spannungen in z-Richtung, bei Schnitt durch den Stützen-Deckenknoten 15_0_20_1:1

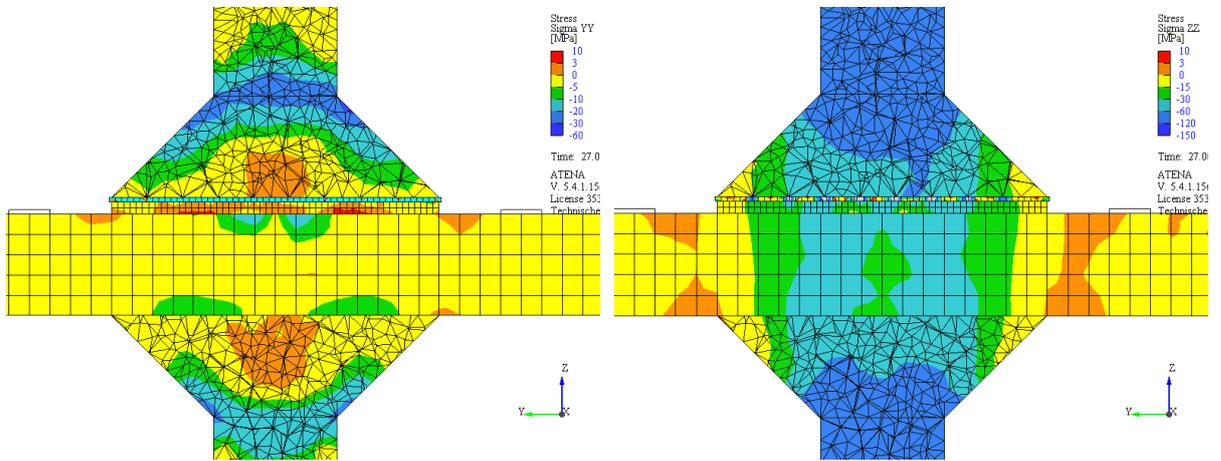


A. 60: Kraft-Stauchungs-Linie des Stützen-Deckenknoten 15_0_20_1:1

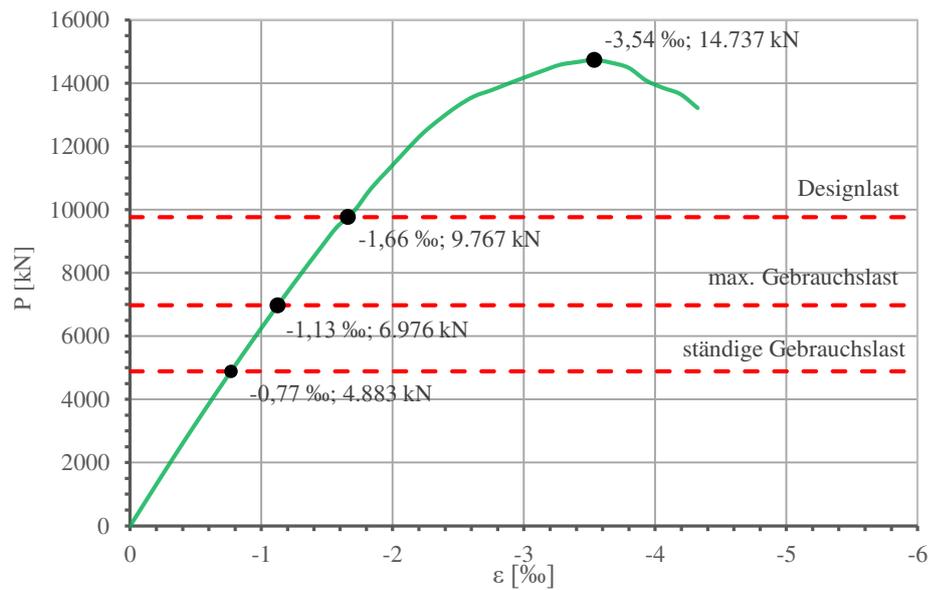
A.21. 15_0_25_1:1



A. 61: Links: Spannungen in z-Richtung, Rechts: Rissbild des Stützen-Deckenknoten 15_0_25_1:1

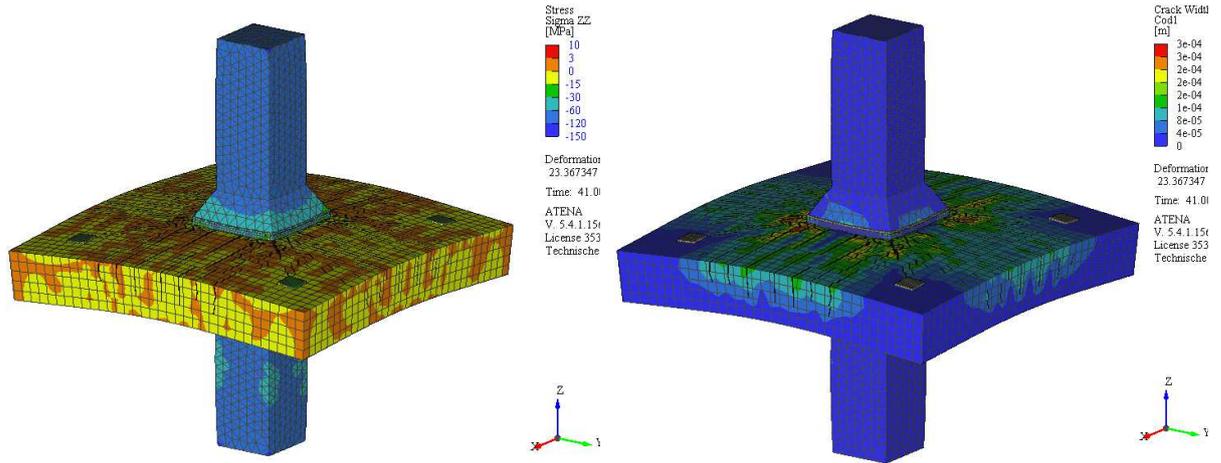


A. 62: Links: horizontale Spannungen in y-Richtung und rechts: Spannungen in z-Richtung, bei Schnitt durch den Stützen-Deckenknoten 15_0_25_1:1

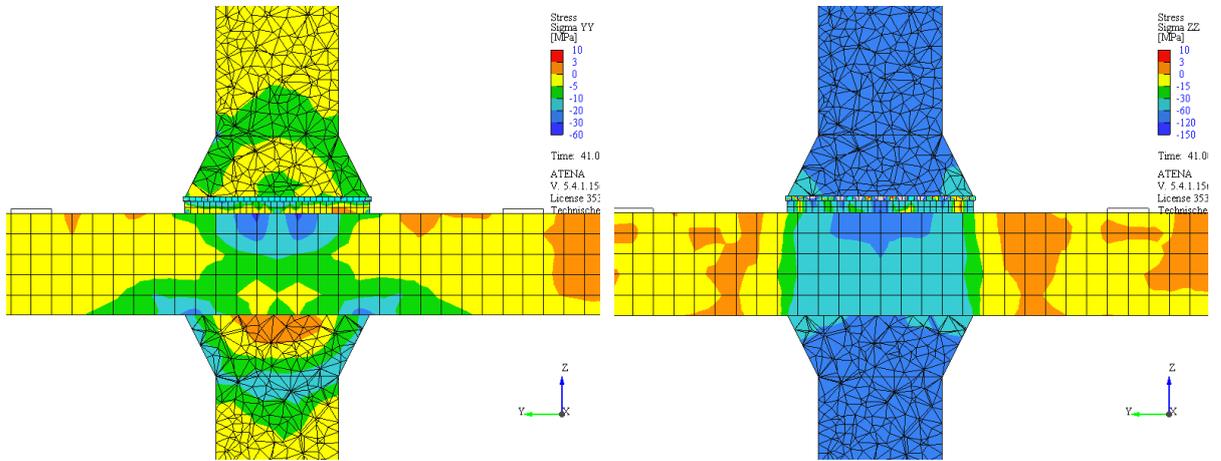


A. 63: Kraft-Stauchungs-Linie des Stützen-Deckenknoten 15_0_25_1:1

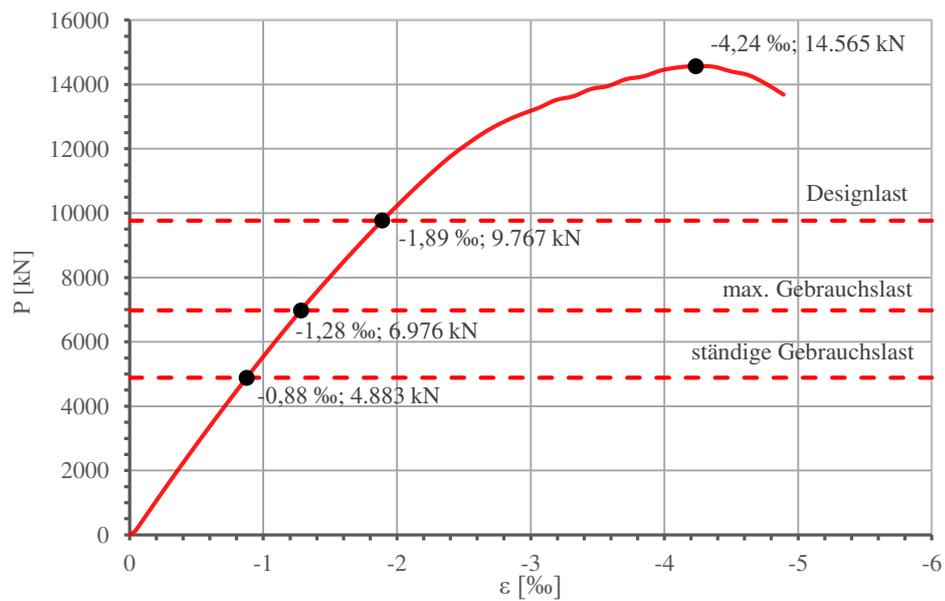
A.22. 15_100_15_1:2



A. 64: Links: Spannungen in z-Richtung, Rechts: Rissbild des Stützen-Deckenknoten 15_100_15_1:2

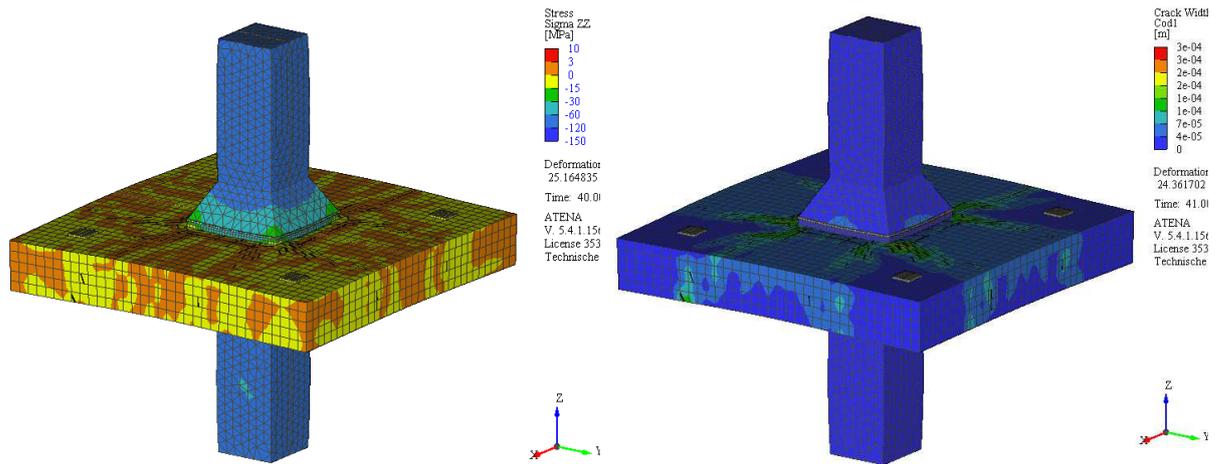


A. 65: Links: horizontale Spannungen in y-Richtung und rechts: Spannungen in z-Richtung, bei Schnitt durch den Stützen-Deckenknoten 15_100_15_1:2

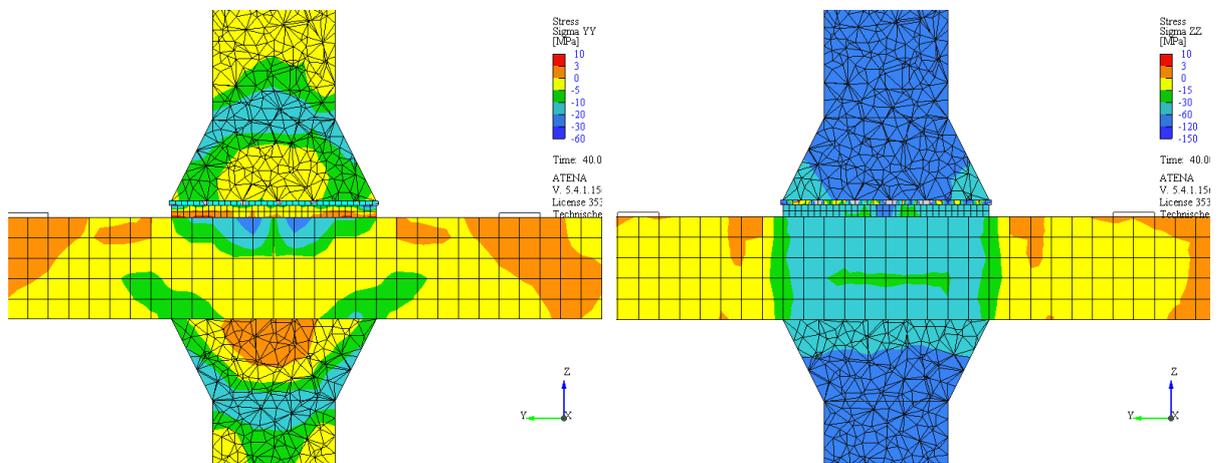


A. 66: Kraft-Stauchungs-Linie des Stützen-Deckenknoten 15_100_15_1:2

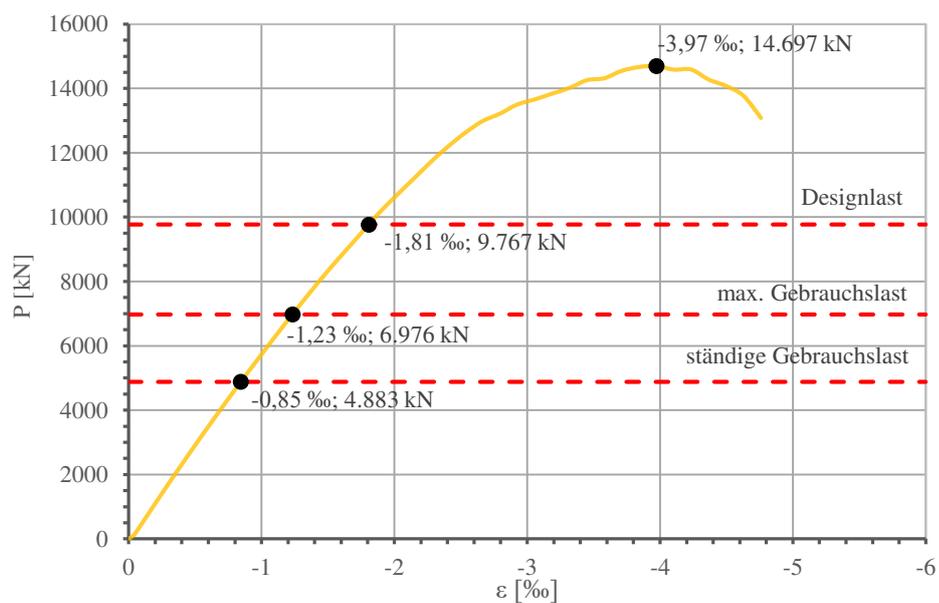
A.23. 15_100_20_1:2



A. 67: Links: Spannungen in z-Richtung, Rechts: Rissbild des Stützen-Deckenknoten 15_100_20_1:2

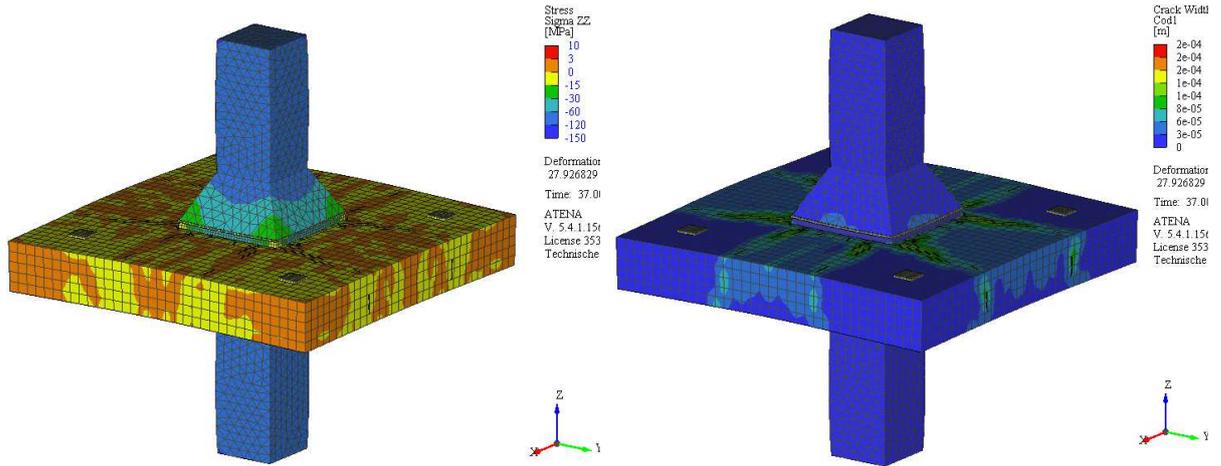


A. 68: Links: horizontale Spannungen in y-Richtung und rechts: Spannungen in z-Richtung, bei Schnitt durch den Stützen-Deckenknoten 15_100_20_1:2

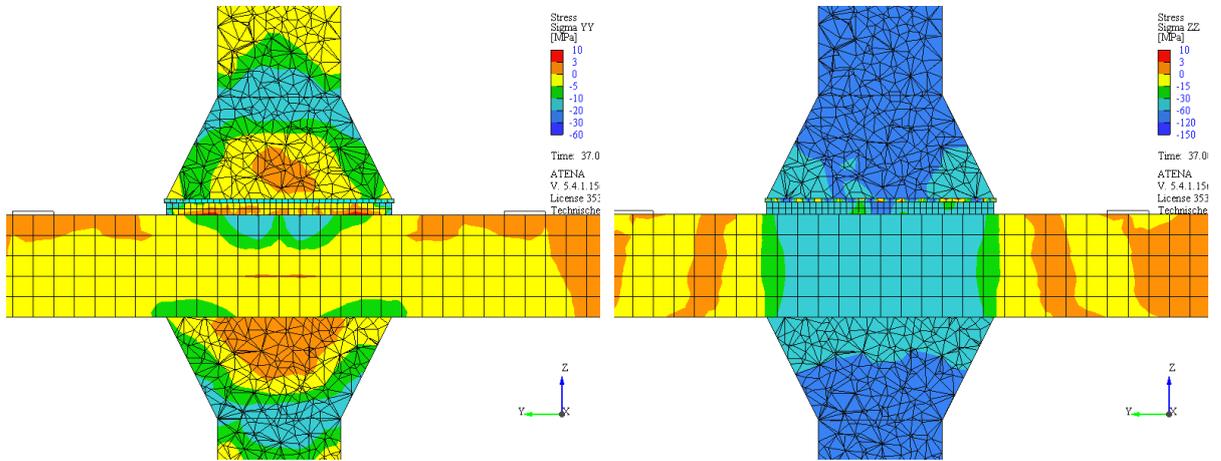


A. 69: Kraft-Stauchungs-Linie des Stützen-Deckenknoten 15_100_20_1:2

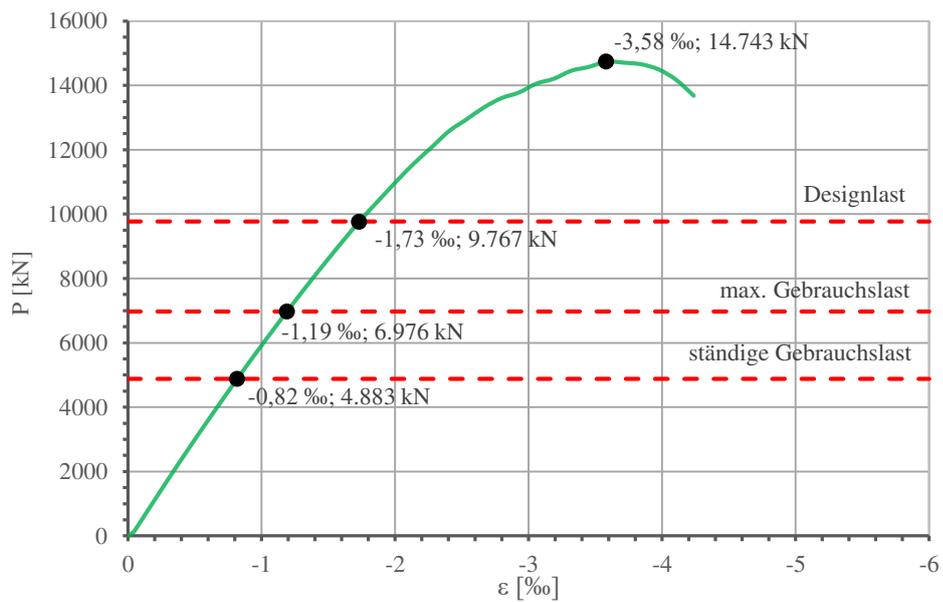
A.24. 15_100_25_1:2



A. 70: Links: Spannungen in z-Richtung, Rechts: Rissbild des Stützen-Deckenknoten 15_100_25_1:2

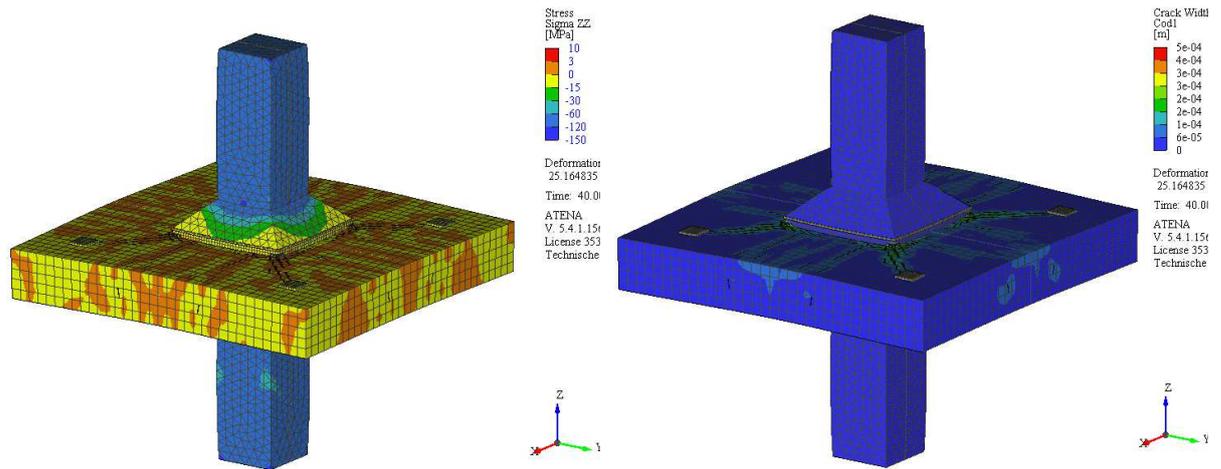


A. 71: Links: horizontale Spannungen in y-Richtung und rechts: Spannungen in z-Richtung, bei Schnitt durch den Stützen-Deckenknoten 15_100_25_1:2

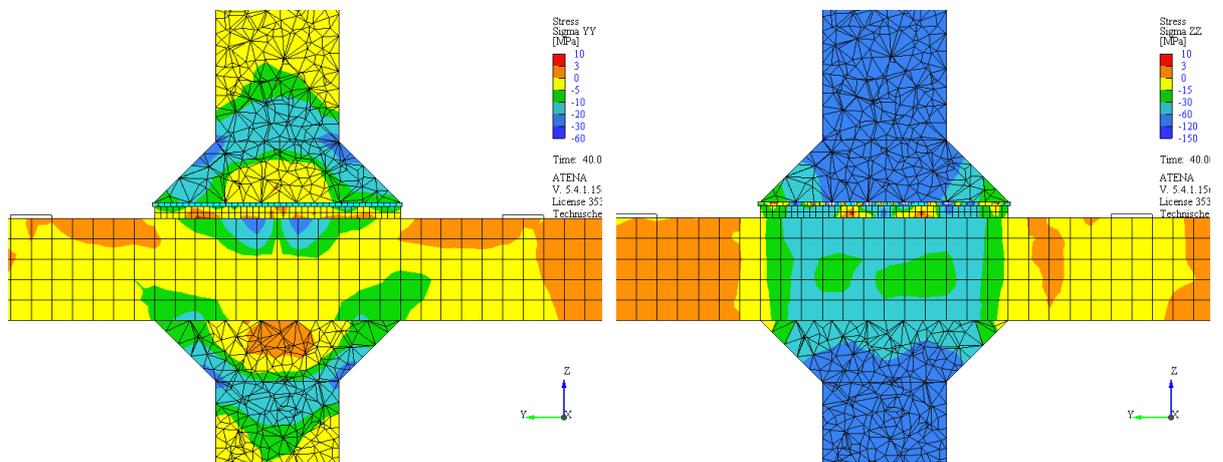


A. 72: Kraft-Stauchungs-Linie des Stützen-Deckenknoten 15_100_25_1:2

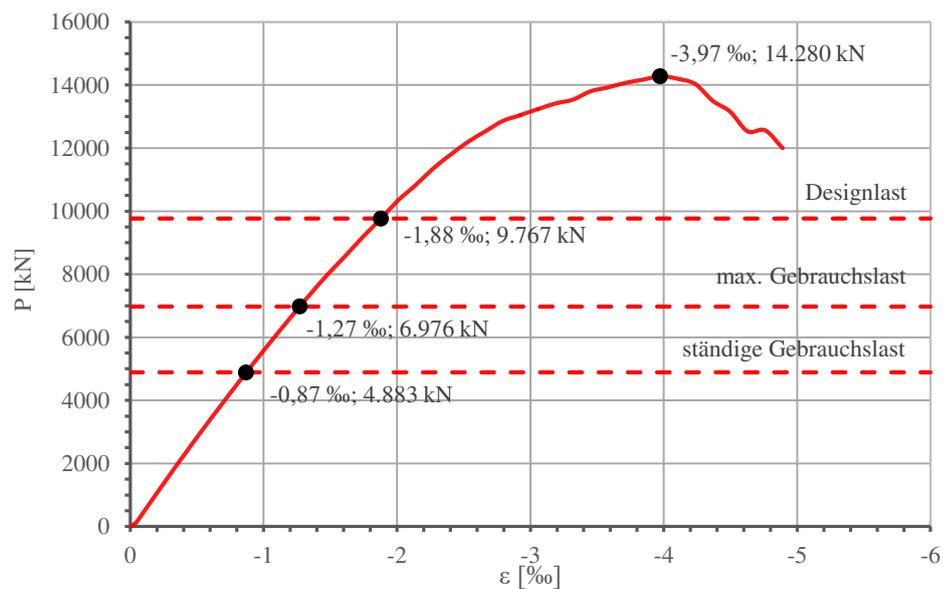
A.25. 15_100_15_1:1_16



A. 73: Links: Spannungen in z-Richtung, Rechts: Rissbild des Stützen-Deckenknoten 15_100_15_1:1_16

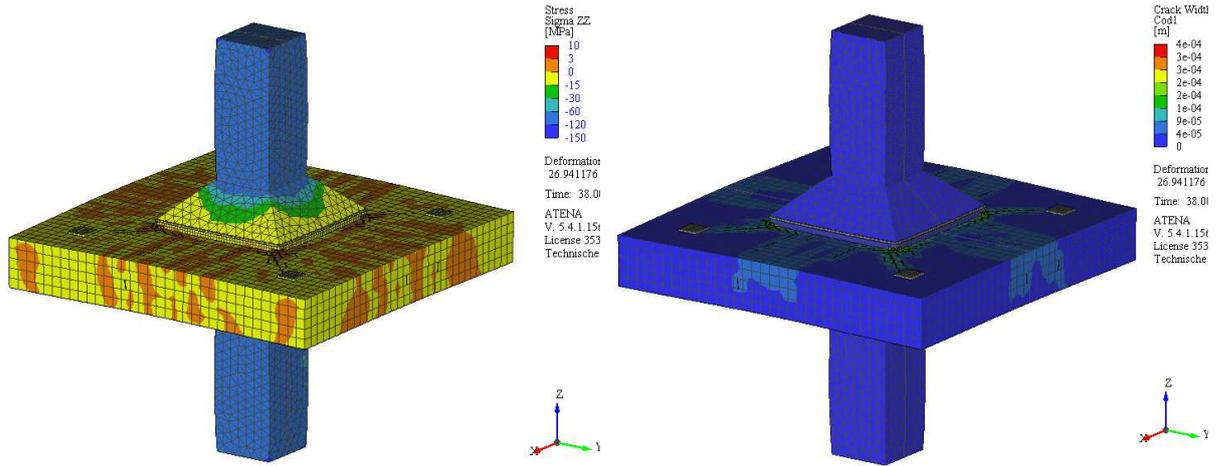


A. 74: Links: horizontale Spannungen in y-Richtung und rechts: Spannungen in z-Richtung, bei Schnitt durch den Stützen-Deckenknoten 15_100_15_1:1_16

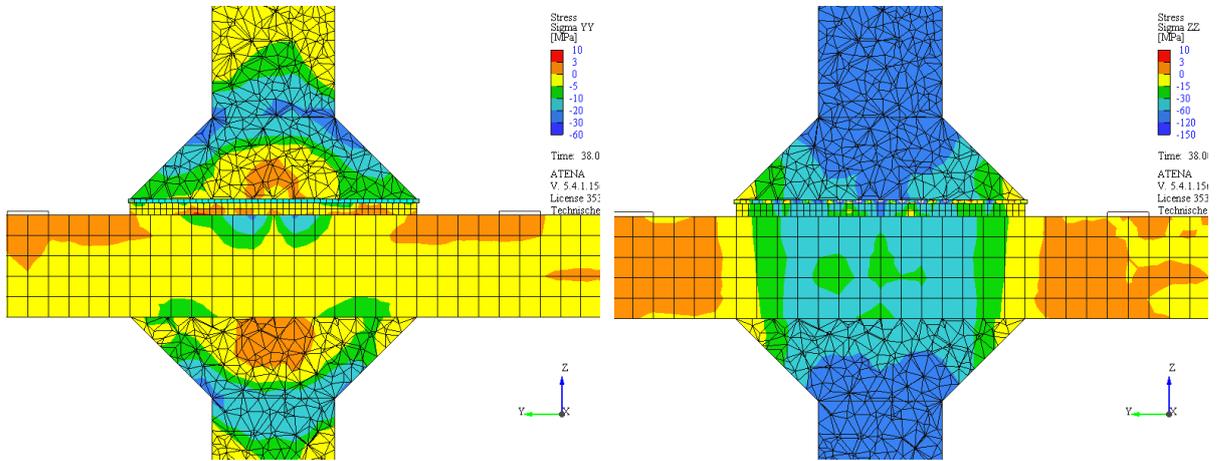


A. 75: Kraft-Stauchungs-Linie des Stützen-Deckenknoten 15_100_15_1:1_16

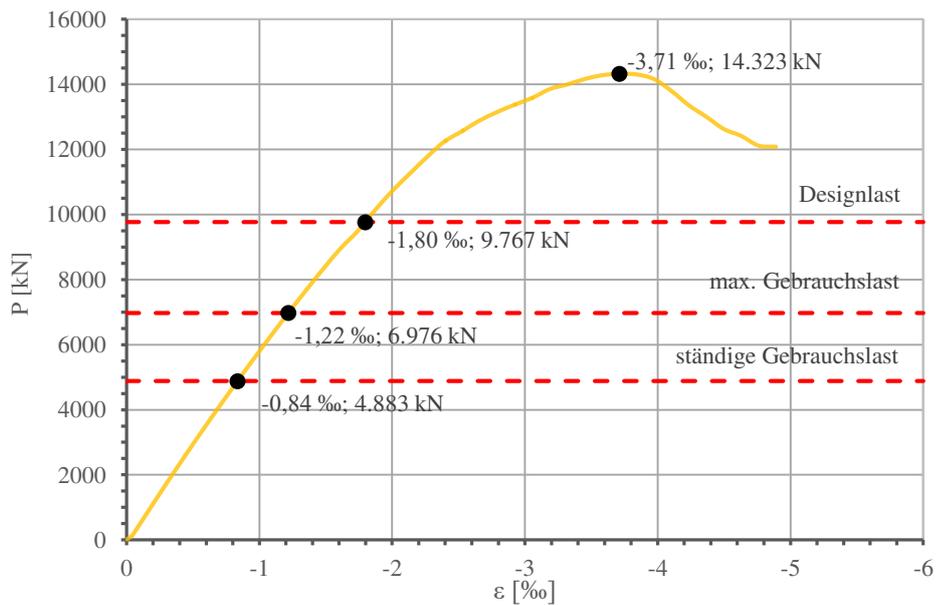
A.26. 15_100_20_1:1_16



A. 76: Links: Spannungen in z-Richtung, Rechts: Rissbild des Stützen-Deckenknoten 15_100_20_1:1_16

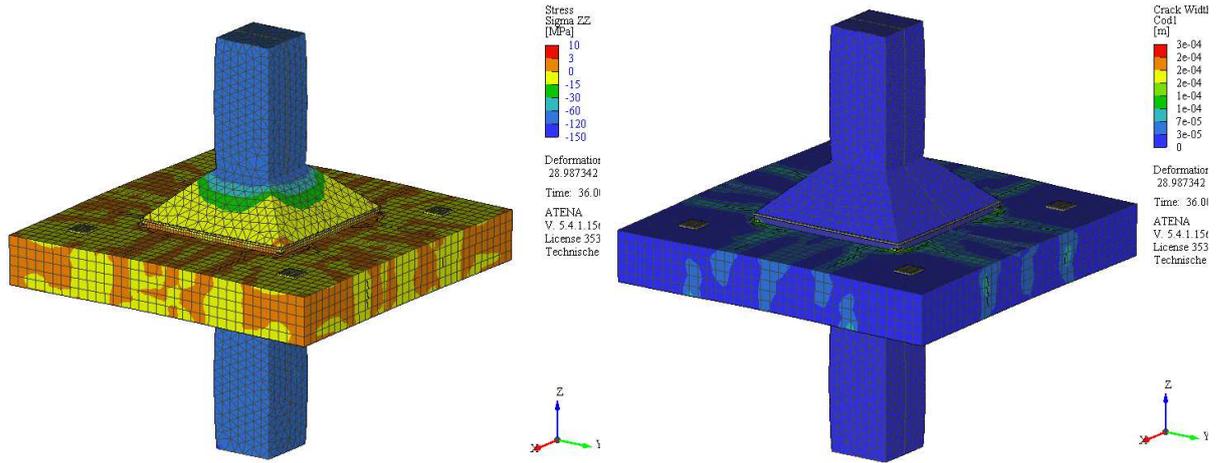


A. 77: Links: horizontale Spannungen in y-Richtung und rechts: Spannungen in z-Richtung, bei Schnitt durch den Stützen-Deckenknoten 15_100_20_1:1_16

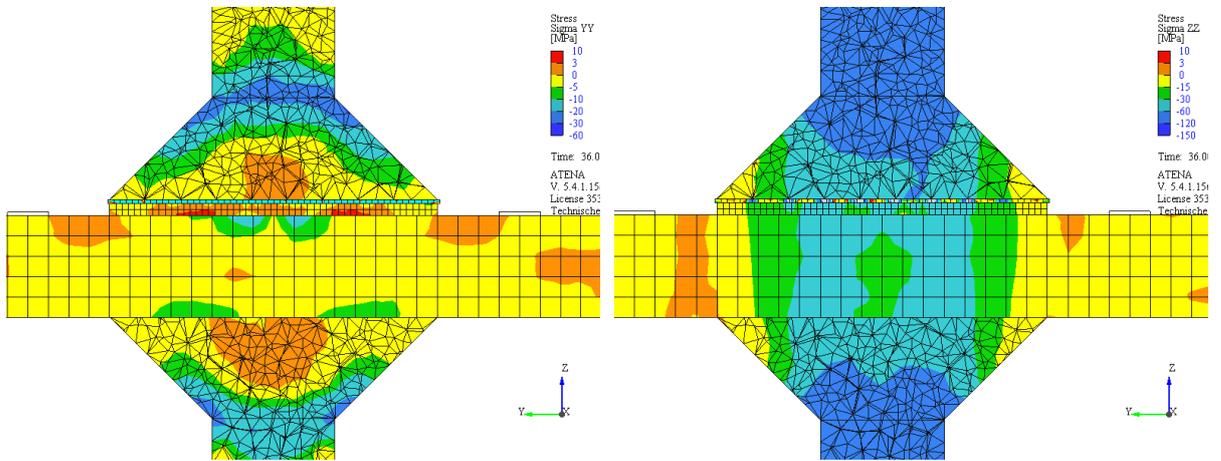


A. 78: Kraft-Stauchungs-Linie des Stützen-Deckenknoten 15_100_20_1:1_16

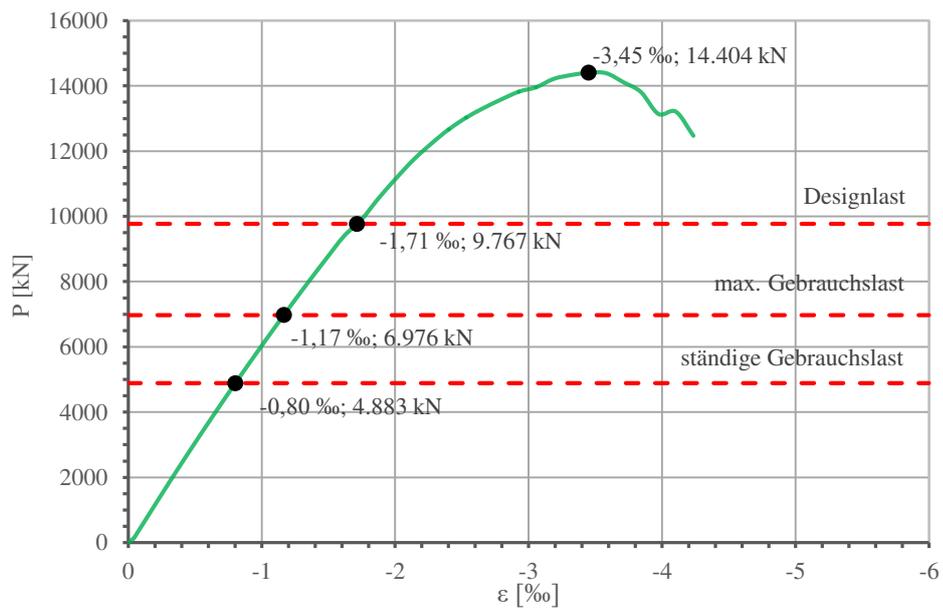
A.27. 15_100_25_1:1_16



A. 79: Links: Spannungen in z-Richtung, Rechts: Rissbild des Stützen-Deckenknoten 15_100_25_1:1_16

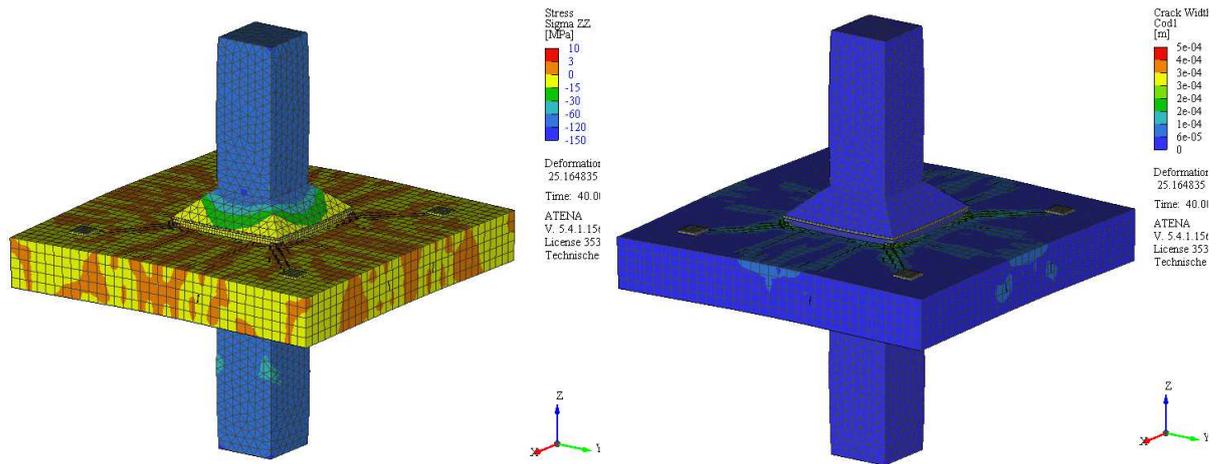


A. 80: Links: horizontale Spannungen in y-Richtung und rechts: Spannungen in z-Richtung, bei Schnitt durch den Stützen-Deckenknoten 15_100_25_1:1_16

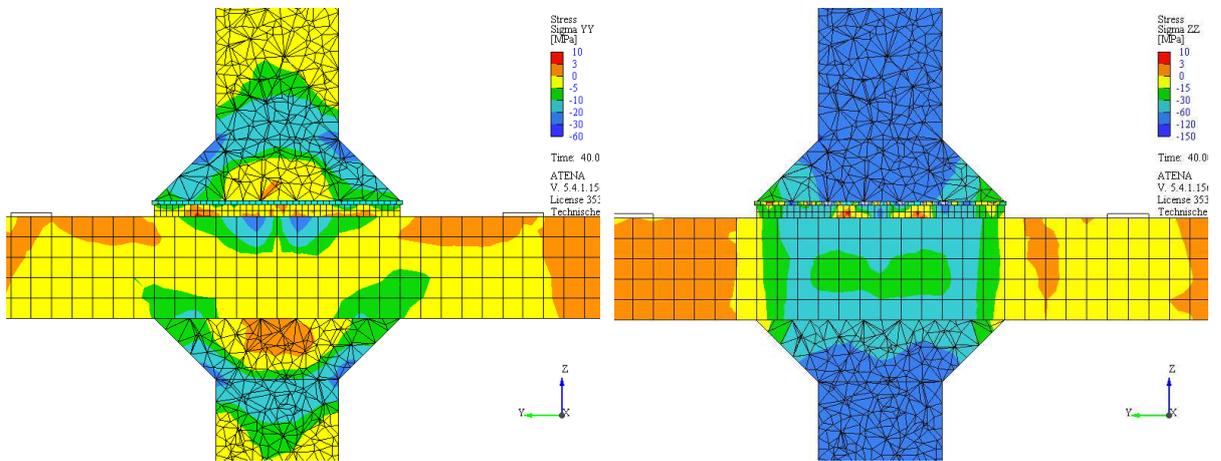


A. 81: Kraft-Stauchungs-Linie des Stützen-Deckenknoten 15_100_25_1:1_16

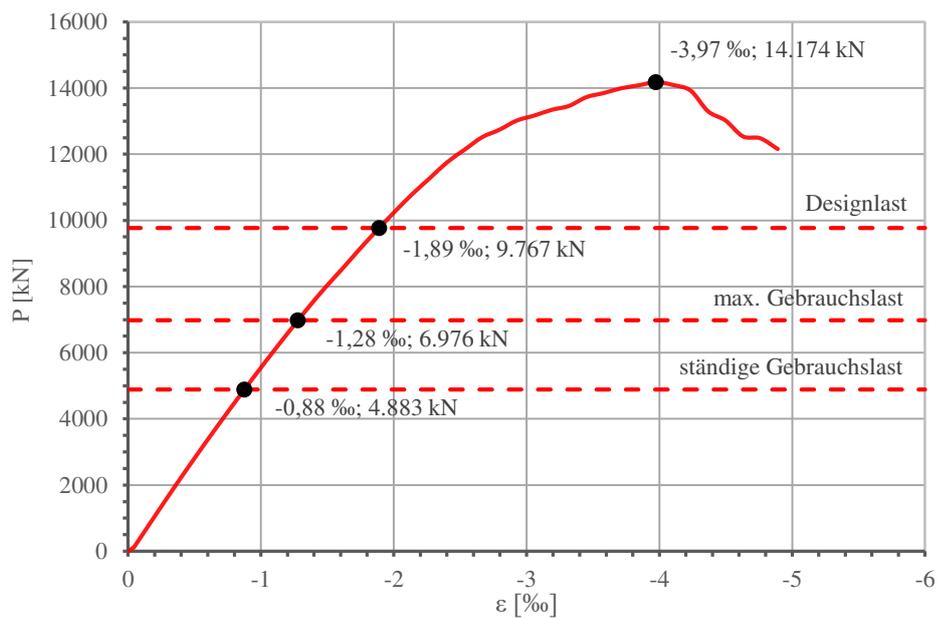
A.28. 15_100_15_1:1_14



A. 82: Links: Spannungen in z-Richtung, Rechts: Rissbild des Stützen-Deckenknoten 15_100_15_1:1_14

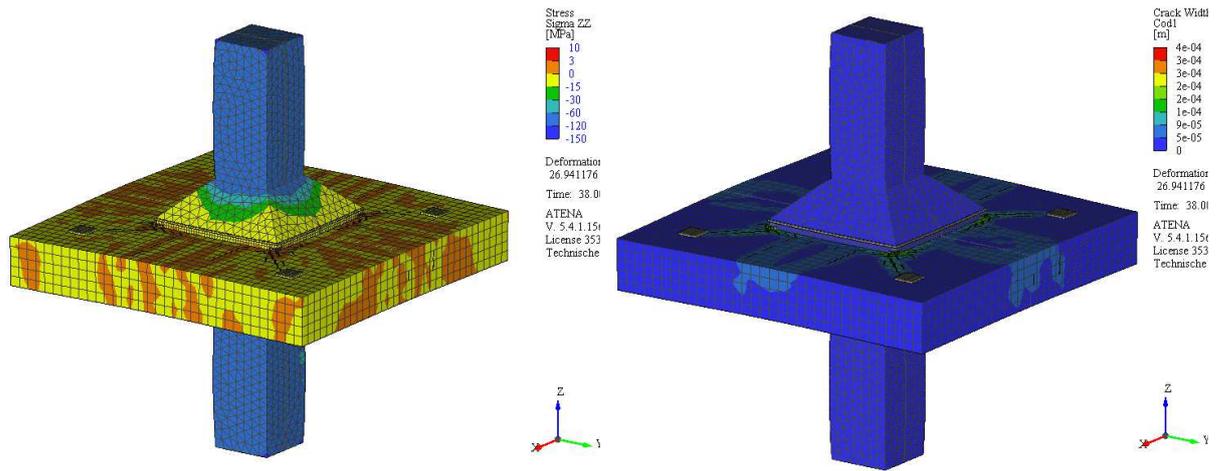


A. 83: Links: horizontale Spannungen in y-Richtung und rechts: Spannungen in z-Richtung, bei Schnitt durch den Stützen-Deckenknoten 15_100_15_1:1_14

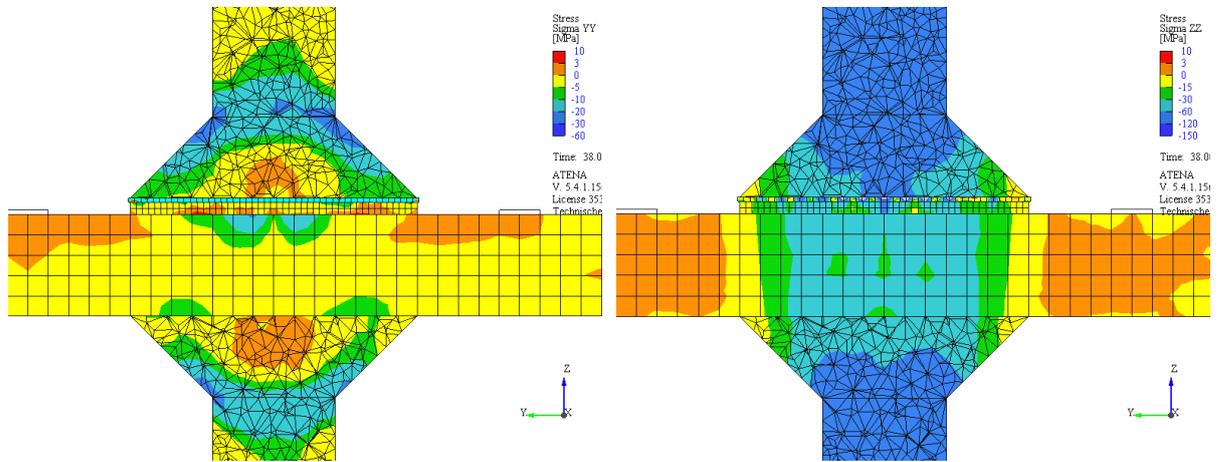


A. 84: Kraft-Stauchungs-Linie des Stützen-Deckenknoten 15_100_15_1:1_14

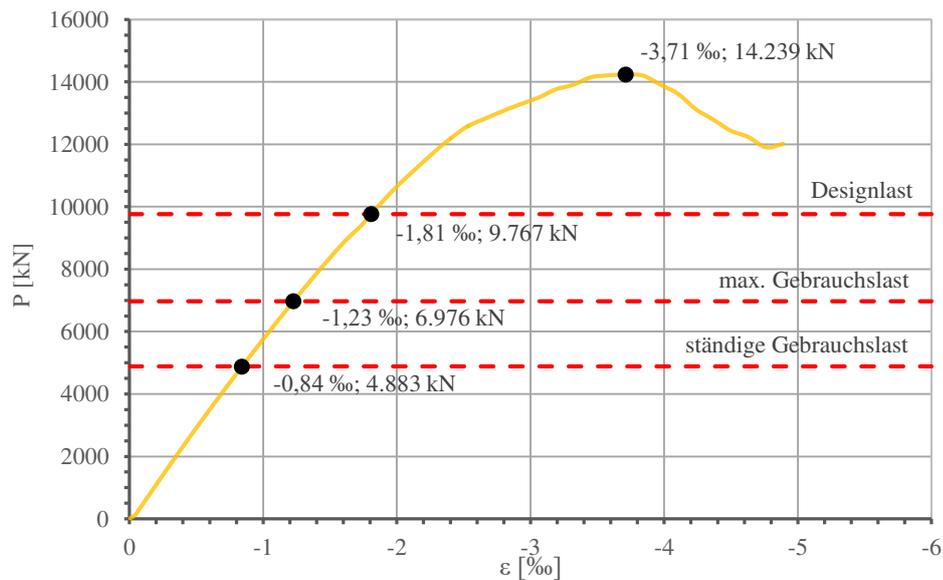
A.29. 15_100_20_1:1_14



A. 85: Links: Spannungen in z-Richtung, Rechts: Rissbild des Stützen-Deckenknots 15_100_20_1:1_14

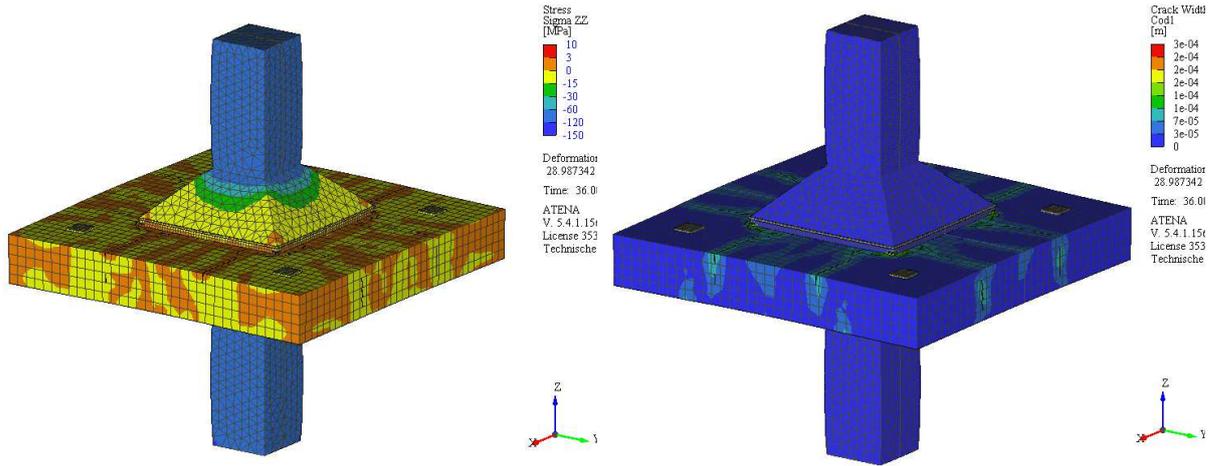


A. 86: Links: horizontale Spannungen in y-Richtung und rechts: Spannungen in z-Richtung, bei Schnitt durch den Stützen-Deckenknots 15_100_20_1:1_14

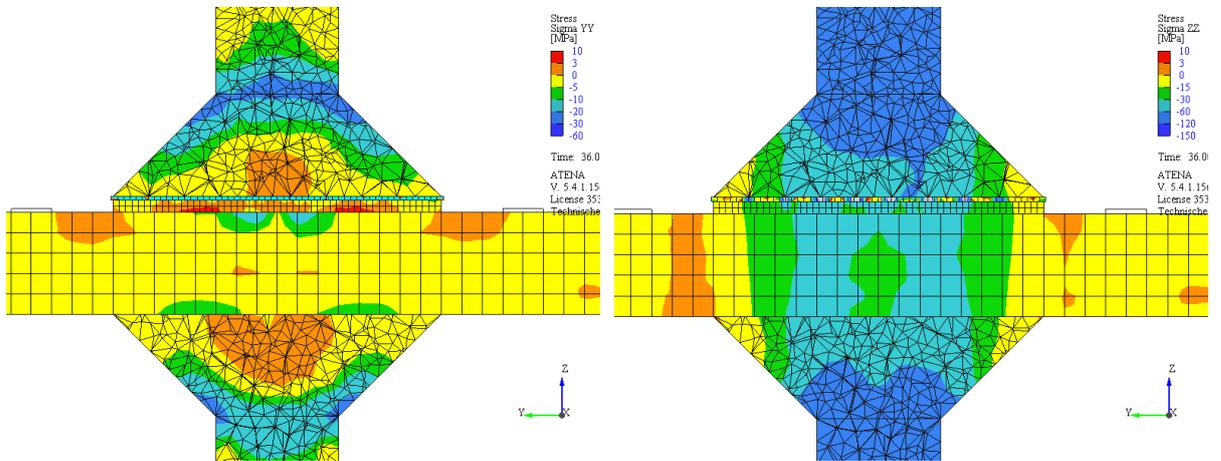


A. 87: Kraft-Stauchungs-Linie des Stützen-Deckenknots 15_100_20_1:1_14

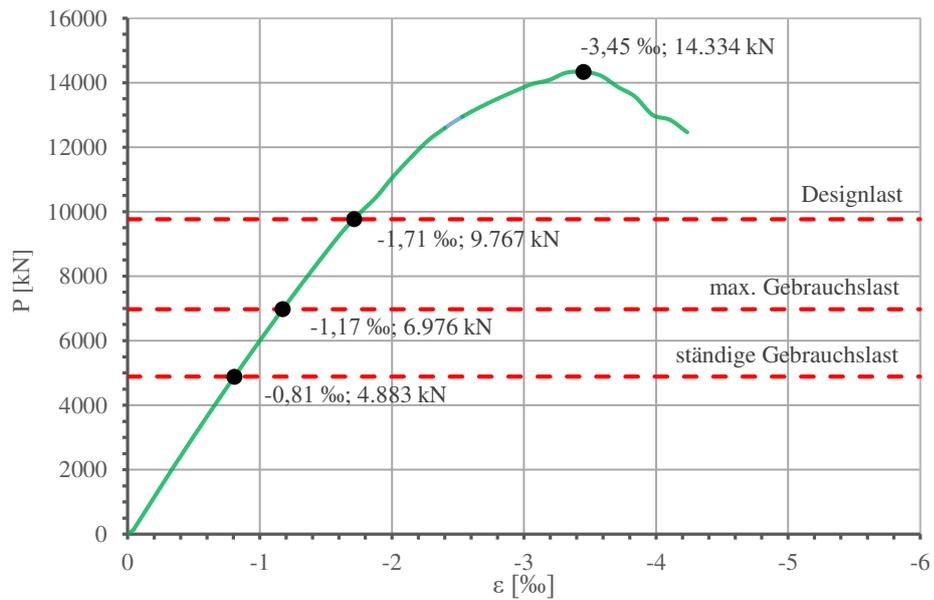
A.30. 15_100_25_1:1_14



A. 88: Links: Spannungen in z-Richtung, Rechts: Rissbild des Stützen-Deckenknoten 15_100_25_1:1_14

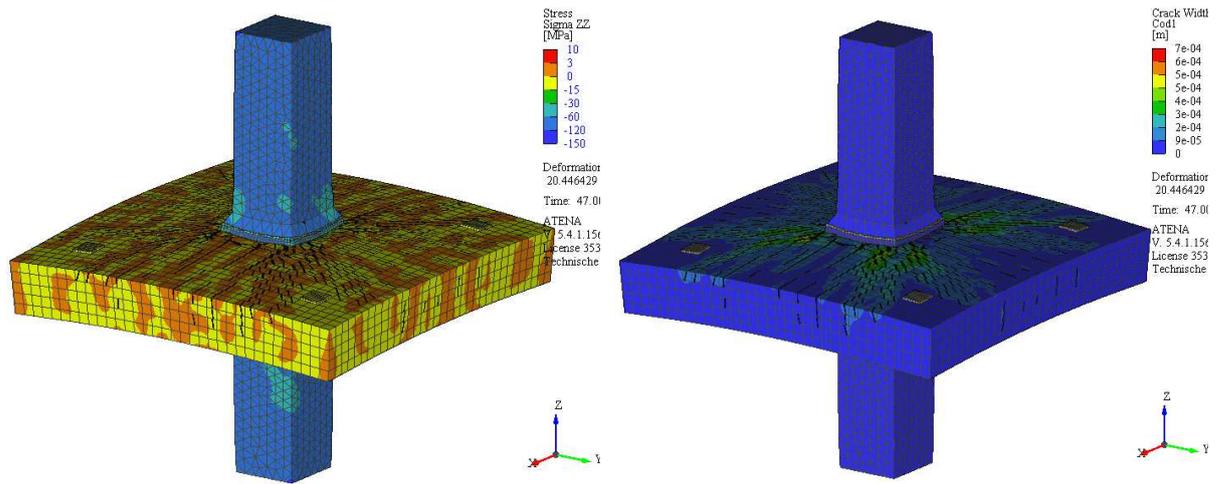


A. 89: Links: horizontale Spannungen in y-Richtung und rechts: Spannungen in z-Richtung, bei Schnitt durch den Stützen-Deckenknoten 15_100_25_1:1_14

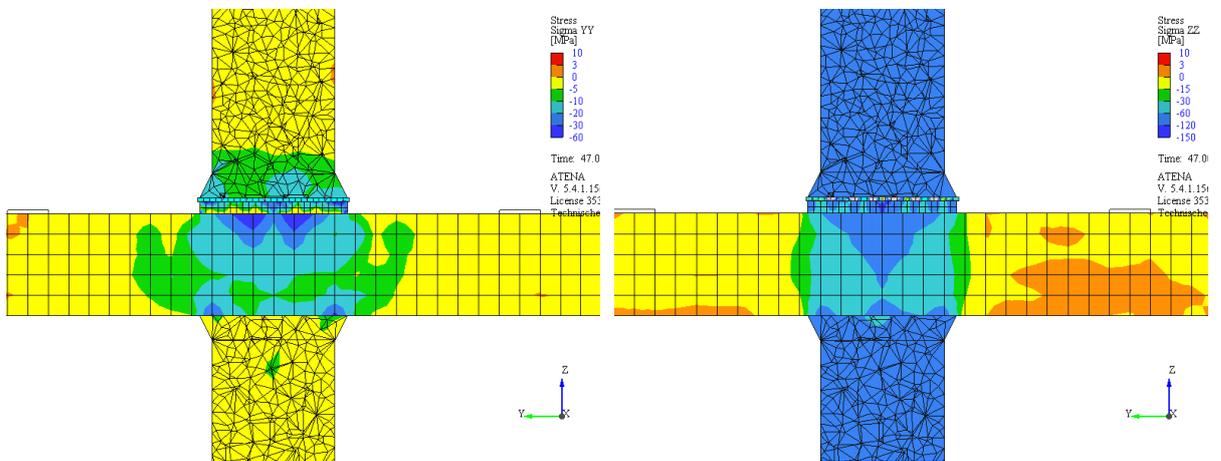


A. 90: Kraft-Stauchungs-Linie des Stützen-Deckenknoten 15_100_25_1:1_14

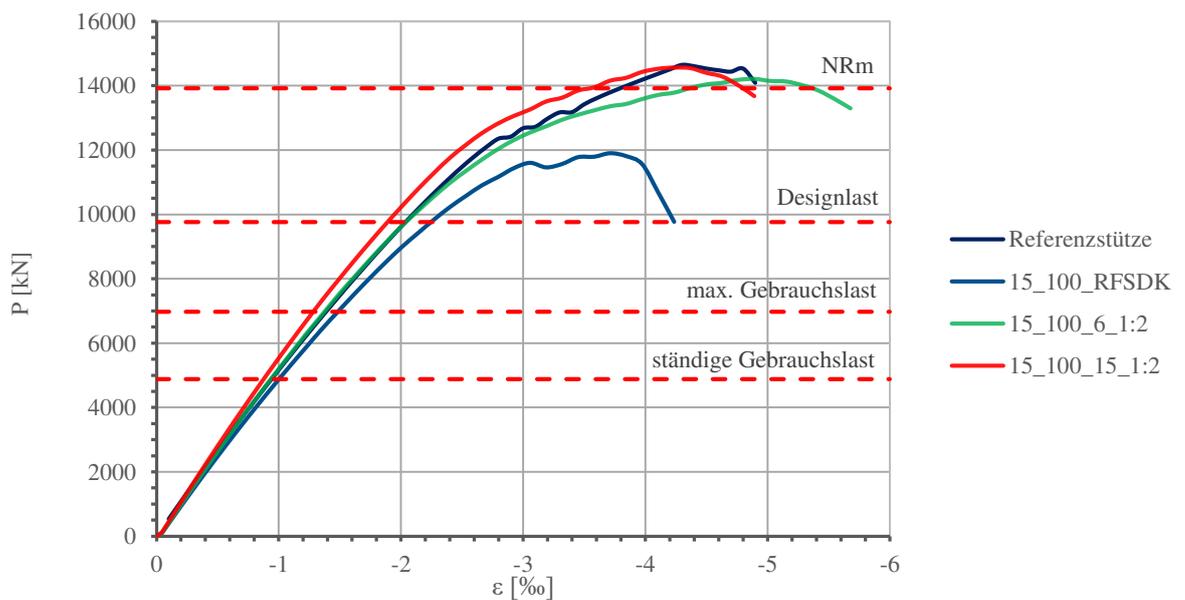
A.31. 15_100_6_1:2



A. 91: Links: Spannungen in z-Richtung, Rechts: Rissbild des Stützen-Deckenknoten 15_100_6_1:2



A. 92: Links: horizontale Spannungen in y-Richtung und rechts: Spannungen in z-Richtung, bei Schnitt durch den Stützen-Deckenknoten 15_100_6_1:2



A. 93: Kraft-Stauchungs-Linie des Stützen-Deckenknoten 15_100_6_1:2