Diploma Thesis

Basic studies on the application of UHPC columns in building constructions

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

Diplomarbeit

Grundlegende Untersuchungen zur Anwendung von UHPC-Stützen im Hochbau

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

von

Elia Micha Schuh, BSc

Matr.Nr.: 1029386

unter der Anleitung von

O.Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.Ing. **Johann Kollegger**, M.Eng.
Dipl.-Ing. **Philipp Preinstorfer**, BSc

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

Wien, im Jänner 2019 _____

Danksagung

Mein Dank gebührt vor allem den Personen, die mich im Laufe meines Studiums unterstützt haben, und denjenigen, die mir bei der Erstellung dieser Arbeit geholfen haben.

Ganz besonders möchte ich mich bei Herrn O.Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.Ing. Johann Kollegger, M.Eng. bedanken, dass ich die Möglichkeit bekommen habe, meine Arbeit am Institut für Tragkonstruktionen-Betonbau zu erstellen. Weiters möchte ich mich noch für die Bereitstellung des Rechners bedanken.

Ebenso möchte ich mich bei Univ.Ass.Dipl.Ing. Philipp Preinstorfer für seine unkomplizierte Art und geduldige Zusammenarbeit bedanken. Die fachlichen Diskussionen waren immer sehr lehrreich und interessant und haben die Erstellung der Arbeit immer positiv beeinflusst. Viel Glück bei der Besteigung eines Achttausenders!

Ein besonderer Dank gebührt auch meinen Schul- und Studienkollegen Christoph D. und Peter B., ohne die ich wahrscheinlich kein Studium begonnen hätte, sowie meinem Weggefährten Florian M., mit dem ich das Masterstudium an der TU Wien bestritten habe.

Ein spezielles Dankeschön gilt meinen Eltern Ruth und Wilhelm wie auch meinen Geschwistern Theresa und Jona für ihre Unterstützung.
Allen Personen, die ich aus Platzgründen leider nicht erwähnen konnte, möchte ich noch abschließend

Danke

sagen.

Kurzfassung

Angesichts des derzeitigen Trends, immer größer, weiter und höher zu bauen, sind für herkömmliche Stahlbetonbauten bereits Grenzen erreicht. Somit ergeben sich in verschiedensten Bereichen, speziell aber im Hochhausbau spannende Anwendungsgebiete für die derzeit vorwiegend in der Forschung verwendeten Hochleistungswerkstoffen.

Eines dieser Anwendungsgebiete sind hochbelastete Stahlbetonstützen, wo mittels Substitution der konventionellen Materialien mit eben diesen hochleistungsfähigen Baustoffe, der Bau von schlanken Stützen ermöglicht wird. Dies führt wiederum zu Material-, Flächen- und Ressourcenersparnis. Somit können unter den richtigen Voraussetzungen, Stützen aus Hochleistungsmaterialien kosteneffizienter eingesetzt werden als herkömmliche Stahlbetonstützen. Im Zuge dieser Diplomarbeit wird der Einsatz von hochfestem Stahl SAS 670/800 sowie Ultrahochleistungsbeton (Ultra-High-Performance-Concrete - UHPC) untersucht. Die derzeit normative Regelung für Stahlbetonstützen in EN 1992-1-1 lässt eine maximale Stauchung von 2,00‰ zu. Dadurch kann der hochfeste Stahl SAS 670/800 nicht bis zur Fließgrenze ausgenutzt werden und wäre somit als Druckbewehrung unwirtschaftlich. Durch Kriechen im Beton, kommt es zu einer Lastumlagerung von Beton zum Stahl. Mithilfe dieses Phänomens, kann ein höherer Ausnutzungsgrad von hochfestem Stahl erreicht werden.

Ein weiteres Problem ergibt sich im Stützen-Deckenknoten bei der Durchleitung von hohen Lasten durch die Decke. Angesichts der unterschiedlichen Betonfestigkeiten und der Verwendung von schlanken UHPC Stützen entstehen Spannungsspitzen im Deckenbereich. Aufbauend auf dieser Problematik wurde von der TU-Wien ein Patent eines Stützen-Deckenknotens entwickelt, das eine verbesserte Kraftdurchleitung ermöglicht. Abschließend wurden unterschiedliche Stützen-Deckenknoten mittels FE-Analyse berechnet. Die daraus gewonnenen Erkenntnisse lieferten respektable Werte für weiterführende Untersuchungen.

Abstract

In view of the trend of constructing buildings increasingly bigger, wider, and taller, the limits of conventional reinforced concrete columns are already being reached. Therefore, in high-rise construction, intriguing areas of application come up for high-performance materials currently used primarily in the field of research.
One of these areas of application involves high loaded reinforced concrete columns, where such components can be realised by substituting conventional materials with the mentioned high-performance building materials. The development of high-performance materials enables the construction of slim columns, which in turn leads to material-, space- and resource savings. Thus, under the right conditions, high-performance columns can be used more cost-efficiently than conventional reinforced concrete columns. In the course of this diploma thesis the use of high strength steel SAS 670/800 and ultra high performance concrete (UHPC) is investigated. The current normative regulation for reinforced concrete columns in the EN 1992-1-1 allows a maximum compression of 2.00‰. Therefore, the high-strength steel SAS 670/800 cannot be strained up to its yield point and would hence be uneconomical as pressure reinforcement. Due to creep in the concrete, there is a load redistribution from concrete to steel. By taking advantage of this phenomenon, a higher degree of utilisation of high-strength steel can be achieved.

Another problem arises in the column-slab joint when transmitting high loads through the slab. Because of the different concrete strengths, stress concentrations occur in the slab joint. Building on this issue, the Vienna University of Technology has developed a patent for a column-slab joint, which enables a better transmission of loads. Finally, different column slab joints are calculated through an FE analysis. The obtained findings provide respectable values for further investigations.

Inhaltsverzeichnis

1 Einleitung **7**
- 1.1 Ausgangslage . . . 7
- 1.2 Zielsetzung . . . 8
- 1.3 Methodik . . . 8

2 Stand der Technik **9**
- 2.1 Allgemein . . . 9
- 2.2 Hochleistungs-Werkstoffe im Stahlbetonbau . . . 11
  - 2.2.1 Allgemeines . . . 11
  - 2.2.2 Beton . . . 11
  - 2.2.3 Bewehrungsstahl . . . 16
  - 2.2.4 Gegenüberstellung der Materialkennwerte . . . 19
- 2.3 Hochleistungsstützen mit SAS 670/800 . . . 20
  - 2.3.1 Allgemein . . . 20
  - 2.3.2 Ausnutzung des Bewehrungsstahls durch Umlagerungen mittels Kriechen des Betons . . . 23
  - 2.3.3 Anwendungsgebiete . . . 26

3 Überlegungen zu UHPC-Stützen **28**
- 3.1 Schlanke Druckglieder aus UHPC . . . 28
- 3.2 Bemessung eines Betondruckstabes . . . 28
  - 3.2.1 Zeitabhängiges Verhalten [25] . . . 30
  - 3.2.2 Knicken eines Druckstabes . . . 33
- 3.3 Variantenvergleich von Stützen . . . 38
  - 3.3.1 Allgemein . . . 38
  - 3.3.2 Berechnungsannahmen und konstruktive Durchbildung nach [15] . . . 38
  - 3.3.3 Stütze aus Beton C50/60 und Betonstahl B 550 . . . 40
  - 3.3.4 Stütze aus UHPC und Betonstahl B 550 . . . 43
  - 3.3.5 Stütze aus Beton C50/60 und SAS 670/800 . . . 45
  - 3.3.6 Stütze aus UHPC und SAS 670/800 . . . 47
  - 3.3.7 Vergleich der berechneten Stützen . . . 49

4 Kraftdurchleitung in Stützen-Deckenknoten **51**
- 4.1 Stand der Technik . . . 51
  - 4.1.1 Allgemein . . . 51
  - 4.1.2 Ausführungsmöglichkeiten von Stützen-Deckenknoten . . . 51
- 4.2 Stand der Normung . . . 53
  - 4.2.1 US-Amerikanische Norm: ACI 318-14 [1] . . . 53

4.2.2 Kanadische Norm: CAN/CSA-A23.3-04 [4] 54
4.2.3 Australische Norm: AS 3600:2017 [6] 55
4.2.4 Vorschlag für die Bemessung der Deckenknoten mit Stützen aus hochfestem Beton [18] 56
4.3 Patent TU-Wien 57
4.3.1 Zielsetzung des Patentes 58

5 Finite-Elemente-Analyse eines Stützen-Deckenknotens mit Hilfe des numerischen Rechenprogramms ATENA 59
5.1 Allgemein 59
5.2 Modellbildung und Berechnung 59
5.2.1 Materialien 60
5.2.2 Geometrische Randbedingungen 62
5.3 Auswertung der numerischen Berechnung 66
5.3.1 Last-Verformungsbeziehung 66
5.3.2 Numerische Ergebnisse 67
5.4 Interpretation der Ergebnisse 76

6 Zusammenfassung 77
6.1 Allgemein 77
6.2 Aussichten 77

Anhang 86
A.1 Lastverteilung zwischen Beton und Stahl durch Kriechen 86
A.2 Euler'sche Knickfiguren 89
A.3 Knickdiagramm 90
B.1 Optimierung von Stahlbetonstützen durch Kriechen 91
B.1.1 Berechnungen 91
C.1 ATENA 3D - Berechnungen 96
C.1.1 Referenzstütze 97
C.1.2 C50/60 mit SAS670/800 ohne Aufweitung 101
C.1.3 C50/60 mit SAS670/800 mit Aufweitung 105

Kapitel 1

Einleitung

1.1 Ausgangslage

Durch die stetig steigenden Grundstückspreise im urbanen Raum ist es derzeit wirtschaftlicher, in die Höhe zu bauen statt in die Breite. Daher ist ein deutlicher Trend zu immer höheren Gebäuden ersichtlich. Somit sind Hochhausbauten aus der Skyline der Großstädte nicht mehr wegzudenken. Durch überdurchschnittliche Gebäudehöhen kommt es auch zu neuen technischen Herausforderungen bezüglich der Lastabtragung. Dabei konzentrieren sich enorme Lasten auf sehr kleine Flächen. Herkömmlich hergestellte Stahlbetonstützen im Hochhausbau haben aufgrund der hohen Lasten bereits Grenzen erreicht, die mittels Spezial-Lösungen wie zum Beispiel Verbundstützen ersetzt werden. Durch den Einsatz von Verbundstützen anstelle von konventionellen Stahlbetonstützen kommt es aber neben den hohen Materialkosten zu einem konstruktiven Mehraufwand und somit zu insgesamt höheren Kosten.

Hochleistungsmaterialien wie zum Beispiel **Ultrahochleistungsbeton**[1] oder **hochfester Stahl**[2] stellen dazu eine vielseitige Alternative dar. Durch die Verwendung dieser Hochleistungswerkstoffe sind schlankere Stützen möglich, die wiederum zu einem Material-, Flächen-, und Ressourcenersparnis führen. Somit kann durch den richtigen Einsatz von Hochleistungsstützen Gewicht und Geld gespart werden. Durch die Verwendung von Hochleistungswerkstoffen und dem damit bereits erwähnten Einsparungspotenzial ergaben sich die nachfolgenden Fragestellungen:

- Wie ist es möglich SAS 670/800 bis zur Fließgrenze auszunutzen, trotz der normativen Begrenzung der Dehnung laut EN 1992-1-1 für Druckglieder von $\varepsilon_c = \varepsilon_s = 2,00‰$
- Ist es zielführend derart schlanke Stützen auszuführen oder kommt es vorab bereits zu einem Stabilitätsversagen
- Wie können konzentrierte Lasten aus einer UHPC-Stütze durch eine Decke aus Normalbeton geführt werden

die im Zuge dieser Diplomarbeit erarbeitet und diskutiert wurden.

[1] In weiterer Folge auch als UHPC abgekürzt

[2] In weiterer Folge wird als synonym hierfür die Stahlgüte SAS 670/800 verwendet, da diese Gegenstand dieser Diplomarbeit ist

1.2 Zielsetzung

Ziel dieser Arbeit ist es nachzuweisen, dass Hochleistungsmaterialien effizient eingesetzt werden können. Ein spezielles Augenmerk wurde dabei auf den Einsatz von UHPC und hochfestem Stahl SAS 670/800 gelegt.
Ein weiteres Ziel ist es mittels Kriechumlagerungen den Betonquerschnitt weitestgehend zu optimieren. Abschließend wird anhand des Patentes der TU-Wien, eine numerische FE-Analyse eines Stützen-Deckenknoten modelliert und auf Plausibilität geprüft.

1.3 Methodik

Vorab wurde eine ausführliche Literaturrecherche zu den Themen Stahlbetonstützen, Kriechumlagerungen, Knicken von Stützen, Verwendung von hochfestem Stahl und ultrahochfestem Beton sowie von Stahlbetondeckenknoten durchgeführt. Mit den daraus gewonnenen Erkenntnissen wurden mehrere Nachweise und Optimierungen von Stützen und Stützen-Deckenknoten durchgeführt. Dabei wurde überprüft wie effizient Hochleistungsmaterialien sind und ob der Einsatz in Stützen bzw. Stützen-Deckenknoten sinnvoll ist. Aufbauend auf der Effizienzanalyse wurde ein Stützen-Deckenknoten, an der TU Wien entwickelt.
Abschließend wurde der Stützen-Deckenknoten mittels numerischen FE-Analyse untersucht und ausgewertet.

Kapitel 2

Stand der Technik

2.1 Allgemein

Beton wurde bereits von römischen Baumeistern entdeckt und verwendet. Zu dieser Zeit wurde für die Herstellung von Beton ein Kies-Sandgemisch mit gebranntem Kalkstein, Ton und Wasser vermengt. Römischer Beton wird als opus caementitium [12] bezeichnet und weist gegenüber den heutigen Betonen eine wesentlich geringere Betondruckfestigkeit auf [11]. Trotz der niedrigen Festigkeit des Betons haben einige Bauwerke bis heute überdauert. Eines der beeindruckendsten Gebäude ist wahrscheinlich das Pantheon in Rom (siehe dazu Abb. 2.1). Es ist eine Betonkuppel aus römischem Beton mit einer Spannweite von 43,30 m.

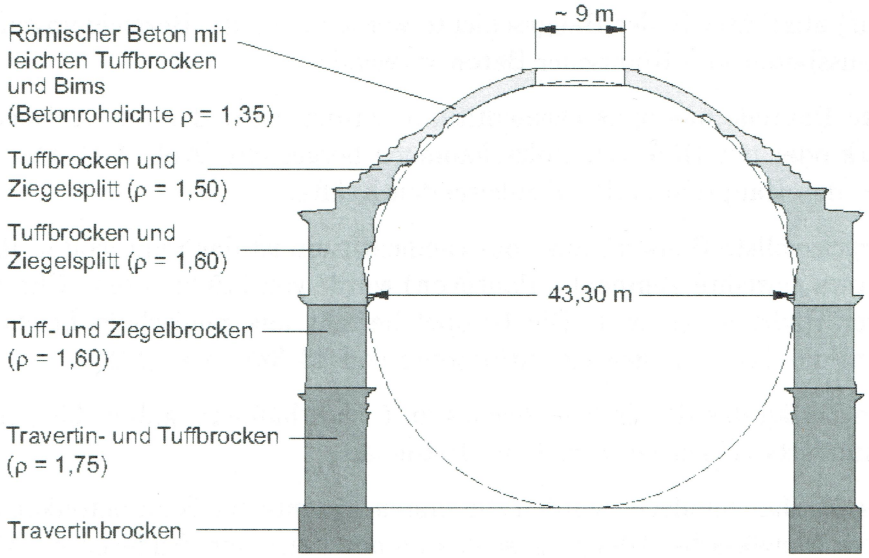


Abb. 2.1: Pantheon in Rom hergestellt mit Opus Caementitium [11]

Es dauerte daraufhin bis zur Mitte des 19. Jahrhunderts, bis Beton wieder entdeckt wurde. Durch die Kombination von Beton und Eisen, später Stahl, wurde in dieser Zeit ein neuer Baustoff entwickelt - **Stahlbeton**. Dieser Verbundbaustoff wurde im 20. Jahrhundert mit einem enormen Tempo weiterentwickelt und für Bauwerke jeglicher Art verwendet.
Durch die vielen Vorteile (günstig, brandbeständig, druckfest, etc.) gegenüber den damals verwendeten Materialien wie Ziegel, Holz oder Eisen wurde er immer attraktiver und somit auch häufiger verwendet (siehe Tabelle 2.1).
Im Geschossbau wurde die konventionelle Ziegelbauweise mit Wänden durch eine offene

Stahlbetonbauweise abgelöst. Bei einer aufgelösten Bauweise werden für die horizontalen Lasten ein Betonkern und für die vertikale Lastabtragung vorwiegend Stahlbetonstützen verwendet.

Tab. 2.1: Zeittafel der Betonbauweise

Geschichte des Stahlbetonbaus:

Zeitangabe	Erungenschaften
ca. 200 v. Chr.	Opus Caementitium: Hydraulischer Kalk und Zuschläge (Römerzement)
126 n. Chr.	Bau des Pantheons in Rom (siehe Abb.2.1)
1867	Joseph Monier (1823-1906): Patent für eisenbewehrte Betonkübel
1875	Monier: Eisenbetonbrücke (Spannweite 16,5m)
1907	Österreichische Vorschrift über die Herstellung von Tragwerken aus Stampfbeton oder Beton - Eisen bei Hochbauten
Mitte 1980	Entdeckung von Silikastaub als Betonzusatzstoff
ab 1990	Einsatz von hochfestem Beton (B85) und selbst verdichtendem Beton
1995	Stahlbetontragwerke, Bemessung und konstruktive Durchbildung, ÖNORM B4700
1999	Einsatz von hochfestem schraubbaren Gewindestahl der Güte SAS 670/800
2005	EUROCODE 1992-1-1 Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton-und Spannbetontragwerken

Der derzeitige Trend zu immer höheren Gebäuden und gewagteren Konstruktionen erfordert leistungsfähigere Materialien. Die neu entwickelten Hochleistungswerkstoffe müssen den zukünftigen technischen Herausforderungen gerecht werden und eine erhöhte Produktivität im Baugewerbe garantieren.

2.2 Hochleistungs-Werkstoffe im Stahlbetonbau

2.2.1 Allgemeines

In den nachfolgenden Unterkapiteln wird auf Hochleistungsmaterialien im Stahlbetonbau eingegangen und die Materialeigenschaften sowie die Anwendungsmöglichkeiten der einzelnen Komponenten werden erläutert. Stahlbeton ist ein Verbundwerkstoff aus Beton und Stahl, wobei der Beton hauptsächlich die Druckkraft und der Bewehrungsstahl vorwiegend die Zugkraft übernimmt. Bei den in weiterer Folge betrachteten Stahlbetonstützen kommt es überwiegend zu Druckbeanspruchungen. In diesen Fällen übernimmt die Bewehrung zusätzliche Druckkräfte und entlastet somit den Beton. Für die Herstellung von Stahlbetonstützen werden vorwiegend Normalbetone bzw. hochfeste Betone verwendet, die in Österreich üblicherweise mit Betonstahl B 550 B bewehrt werden.

2.2.2 Beton

Beton kann durch unterschiedliche Herstellungsprozesse und Beimengen von Zusatzstoffen und Zusatzmitteln, grundlegend verändert werden. Dadurch entsteht ein riesiges Spektrum an Betonen mit speziell einstellbaren Eigenschaften. Im Eurocode 2 werden Betone nach ihrer Druckfestigkeit eingeteilt. Dabei gibt der erste Wert die Zylinder- und der zweite Wert die Würfeldruckfestigkeit an. In Abbildung 2.2 wird die Festigkeit in Abhängigkeit von dem w/z-Wert dargestellt.

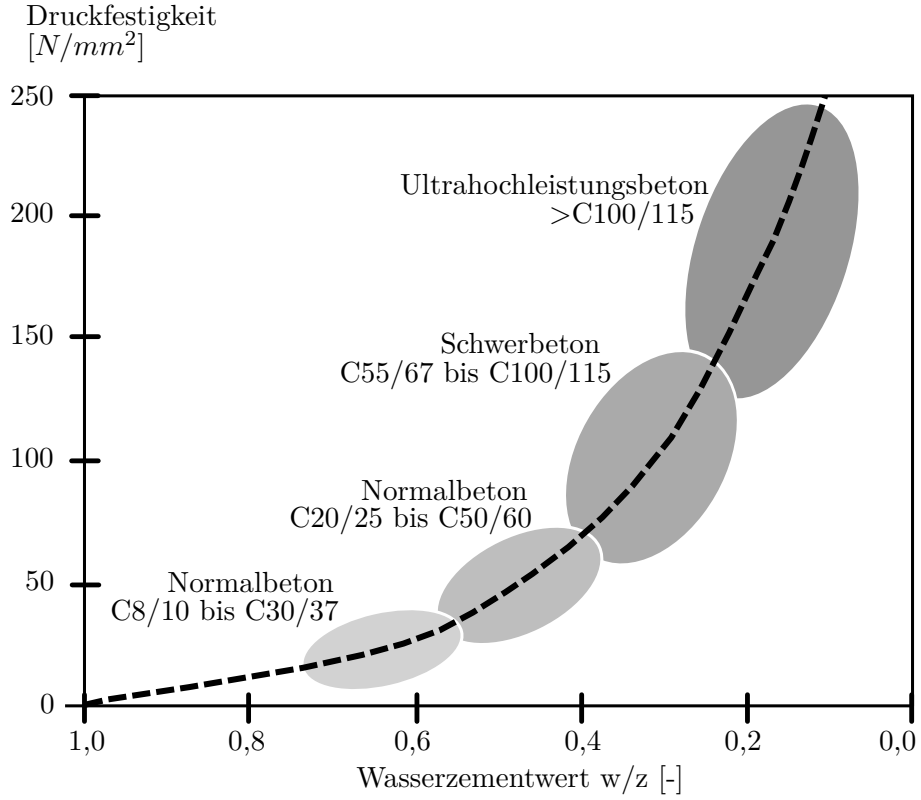


Abb. 2.2: Druckfestigkeit von Betonen in Abhängigkeit vom Wasser-Zementwert

Die Druckfestigkeiten von C8/10 bis C50/60 werden dem Normalbeton zugeordnet, die Betondruckfestigkeit von C55/67 bis C100/115 hochfesten Betonen. Betone mit höherer Festigkeit können den Ultrahochleistungsbetonen zugeordnet werden, wobei zum Beispiel die französische AFGC/SETRA-Richtlinie [2] ultrahochfeste Betone ab einer Festigkeit von $f_{ck} = 150 N/mm^2$ angibt.

2.2.2.1 Normalbeton und hochfester Beton

Beton ist ein künstlicher Stein der aus Gesteinskörnungen, Zement, Zuschlagsstoffen und Wasser hergestellt wird [11]. Normal- und Schwerbetone[1] können je nach Anwendung und Verwendung unterschiedlich klassifiziert werden. Wie bereits beschrieben sind Betone im EC 2 nach dem charakteristischen 5% Fraktilwert für die Zylinderdruckfestigkeit (f_{ck}) und Würfeldruckfestigkeit ($f_{ck,cube}$) gegliedert. Dabei beziehen sich die Festigkeiten auf die Druckfestigkeit nach einer Aushärtung von 28 Tagen.

In Abb. 2.3 ist ein Materialgesetz für Normal- und Schwerbeton nach [14] (Parabel-Rechteck Diagramm) abgebildet. Die Formel und der grau hinterlegte Bereich geben die Stauchung für Beton unter zentrischem Druck an. Die Grenzdehnung beträgt in Abb. 2.3 $\varepsilon_{cu2} = 3,5‰$. Für die Bemessung von zentrisch gedrückten Bauteilen wird die Dehnung allerdings mit $\varepsilon_{c2} = 2,0‰$ begrenzt.

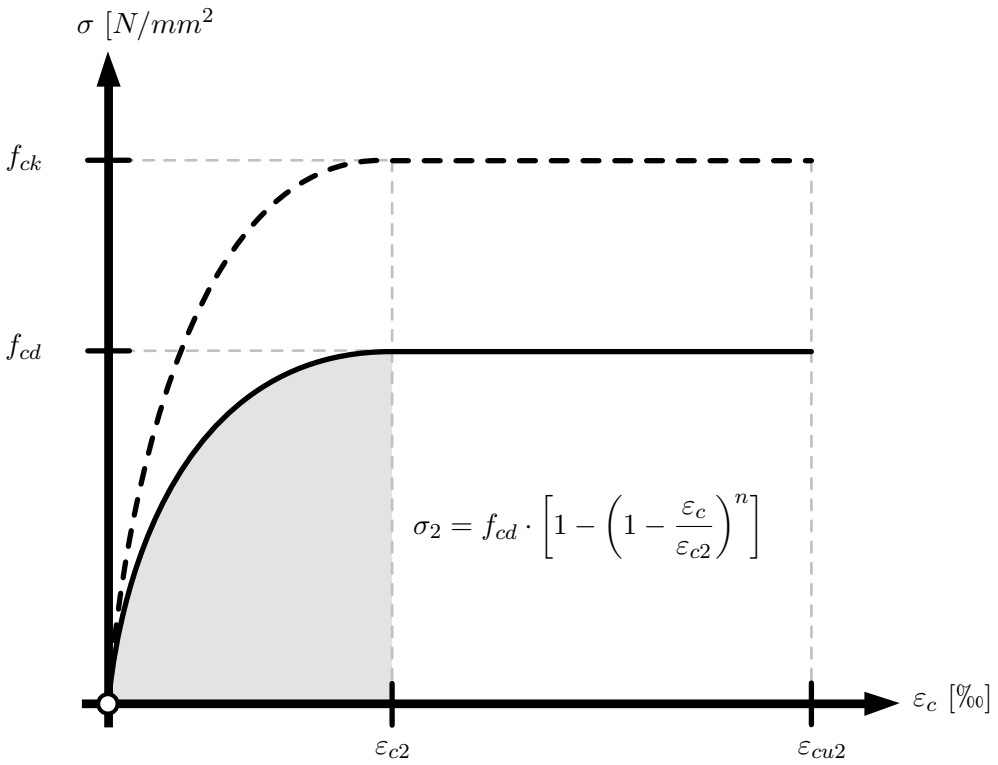


Abb. 2.3: Materialgesetz Beton (P-R-Diagramm nach [14])

[1] hochfester Beton und Schwerbeton bezeichnen Betone über C50/60

Von hochfesten Betonen spricht man bei einer Druckfestigkeit von C55/67 bis C100/115. Alles was diese Festigkeit übersteigt, kann lt. [2] als ultrahochfester Beton angesehen werden.

2.2.2.2 Ultrahochfester Beton

Ultrahochleistungsbeton wurde im laufe der letzten Jahrzehnte in Europa entwickelt. Da es für UHPC noch keine normative Regelung gibt, spricht man von UHPC, wenn der Beton die Druckfestigkeit der höchsten genormten Festigkeitsklasse C100/115 überschreitet [2]. Typisch verwendete Größtkorndurchmesser sind $2 \div 8$ mm. Ein weiteres Merkmal von UHPC ist der geringe Wasser-Bindemittelwert.

Durch die hohe Gefügedichte von UHPC ergeben sich zwei riesige Vorteile gegenüber handelsüblichem Beton, die bereits mehrmals erwähnte hohe **Druckfestigkeit** (mittels spezieller Verfahren und Nachbehandlungen sind derzeit Festigkeiten von über 300 N/mm^2 möglich) und die verbesserte **Dauerhaftigkeit** (zirka um einen Faktor zehn höher als für Normalbeton [8]). Bis heute gibt es für UHPC noch keine einheitliche Normung. Für die Herstellung, Bemessung und Dauerhaftigkeit von UHPC wurden in den letzten Jahren unterschiedliche Richtlinien erarbeitet. Die bekanntesten Richtlinien im europäischen und deutschsprachigen Raum sind:

- AFGC recommendations on Ultra-High Performance Fiber-Reinforced Concrete (UHPFRC)
- Ultra-High Performance Concrete UHPC-Fundamentals, Design, Examples - Betonkalender 2013
- Recommendations for Design and Construction of High Performance Fiber Reinforced Cement Composites with Multiple Fine Cracks (HPFRCC)

Des weiteren gibt es noch sehr viele Forschungsberichte und Fachartikel über Ultrahochleitungsbeton. Um einen nicht genormten Baustoff in Österreich zu verwenden, ist eine zusätzliche technische Zulassung notwendig. Eine solche Zulassung erfolgt über die Österreichische Baubehörde und ist in weiterer Folge nur in Österreich gültig[2].

Herstellung und Vorteile von UHPC: Die hohe Leistungsfähigkeit von UHPC ist auf das dichte Betongefüge (Betonmatrix) zurückzuführen. Durch Zugabe von Fließmittel kann ein Wasserbindemittelwert von unter 0,2 erreicht werden, dadurch besitzt der Werkstoff fast keine Kapillarporen und es entsteht eine quasi dichte Betonmatrix.

Die Hauptkomponenten zur Herstellung von UHPC sind:

[2] Weitere Informationen sind unter https://www.oib.or.at/de/kennzeichnung-und-zulassung-von-bauprodukten einsehbar

- Wasser
- Zement z.B.: CEM I/H-S 42,5 R
- Microsilica
- Quarzmehl
- Verflüssiger
- Entschäumer
- Quarzsand 0,06/1
- Zuschlagsstoffe

Der Einsatz von Fließmittel ermöglicht die Verarbeitbarkeit des Betongemisches.

Vorteile von UHPC:

- hervorragende Dauerhaftigkeit
- flüssigkeits- und gasdicht
- Sichtbetoneigenschaften

Nachteile von UHPC:

- Herstellung nur im Fertigteilewerk bzw. unter strenger Qualitätskontrollen möglich
- sprödes Materialverhalten
- keine normative Regelung vorhanden

In Abb. 2.4 ist das Materialgesetz für UHPC nach [8] dargestellt. Der grau hinterlegte Bereich gibt die maximale zulässige Stauchung für UHPC unter zentrischem Druck an. Gleich wie bei Normal- und Schwerbeton darf sie nicht mehr als $\varepsilon_{c2} = 2,0‰$ betragen. Im Vergleich zum Materialgesetz von Normalbeton und Stahlbeton wird für UHPC ein linear elastisches Materialverhalten bis zum Bruch angenommen. Die Bruchdehnung ε_{c2u} lässt sich demnach einfach berechnen mit:

$$\varepsilon_{c2u} = \frac{f_{ck}}{E_{cm}} \tag{2.1}$$

$$\varepsilon_{c2} = \frac{f_{cd}}{E_{cd}} \tag{2.2}$$

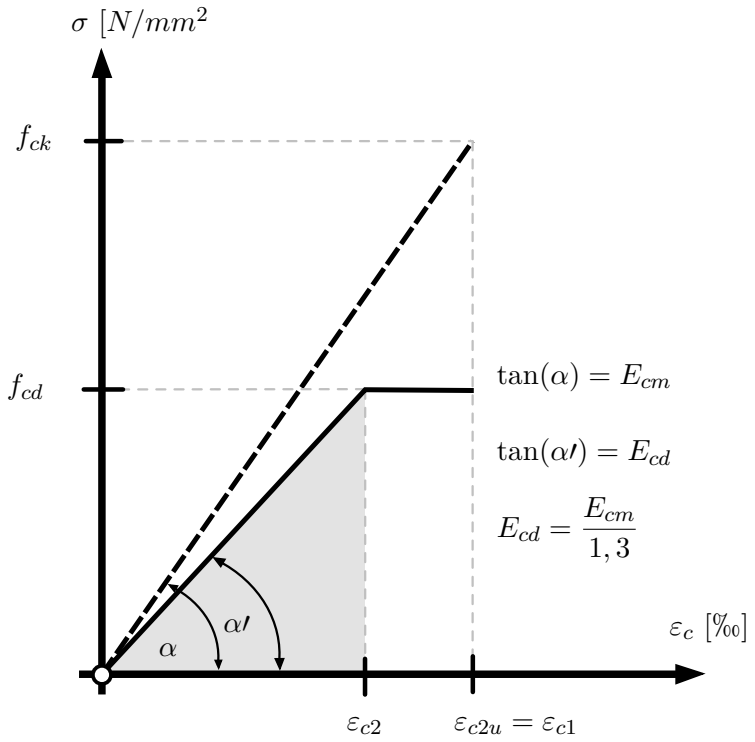


Abb. 2.4: Materialgesetz UHPC nach [8]

Im Bemessungszustand hingegen wird ein quasi-duktiles Verhalten modelliert. Die maßgebende Betonstauchung ε_{c2} errechnet sich mit Gleichung 2.2.

Die Teilsicherheits- und Kombinationsbeiwerte können materialübergreifend von Normalbeton auf UHPC übertragen werden [8]. Der Teilsicherheitsbeiwert dient grundsätzlich dazu, Unsicherheiten in der Berechnung, Herstellung und Inhomogenität des Baustoffes abzudecken. Versuche zum Sicherheitsniveau laut [18] zeigen, dass bei gleichen Qualitätsstandards der Variationskoeffizient bei höheren Betondruckfestigkeiten abnimmt. Somit kann davon ausgegangen werden, dass UHPC eine geringere Streuung aufweist als herkömmlicher Beton. Das bedeutet, dass die Teilsicherheitsbeiwerte gegenüber Normalbeton reduziert werden könnten. Dies schlägt sich auch in der Regelung nieder. Bei der Herstellung und Verarbeitung von Fertigteilen kann unter strenger Qualitätskontrolle der Sicherheitsfaktor auf $\gamma_c = 1,35$ gesenkt werden (siehe dazu Tabelle 2.2).

Tab. 2.2: Teilsicherheitsbeiwerte für UHPC [8]

UHPC	Bemessungssituation: ständige und vorübergehende Bemessungssituation	Bemessungssituation: außergewöhnliche Bemessungssituation
hoher Qualitätsstandard	$\gamma_c = 1,35$	$\gamma_c = 1,15$
normaler Qualitätsstandard	$\gamma_c = 1,50$	$\gamma_c = 1,30$
wenn Duktilitätskriterium nicht erfüllt ist	$\gamma_c\prime = 1,20$	
Betonstahl oder Spannstahl	$\gamma_s = 1,15$	$\gamma_s = 1,00$

Wie in Tabelle 2.2 zu erkennen, werden die Teilsicherheitsbeiwerte der EN 1992-1-1 übernommen. Wird ein festgelegtes Duktilitätskriterium für UHPC nicht erreicht, so muss ein zusätzlicher Sicherheitsfaktor $\gamma_c\prime = 1,20$ mitberücksichtigt werden. Durch den zusätzlichen Sicherheitsbeiwert wird das äquivalente Sicherheitsniveau von unbewehrtem normalfestem Beton erreicht.

Die Berechnung der Bemessungswerte der Betondruckfestigkeit ergibt sich nach [8] zu:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c \cdot \gamma_c\prime} \tag{2.3}$$

f_{cd}	Bemessungswert für die Druckfestigkeit
α_{cc}	Beiwert zur Berücksichtigung von Langzeitauswirkungen (in Österreich $\alpha_{cc} = 1,0$)
f_{ck}	charakteristischer Wert der Zylinderdruckfestigkeit
γ_c	Teilsicherheitsbeiwert für Beton
$\gamma_c\prime$	zusätzlicher Teilsicherheitsbeiwert für Beton, falls das Duktilitätskriterium nicht erfüllt ist

Der Betonkalender sowie auch die Richtlinie AFGC/SETRA geben den Beiwert für Langzeitauswirkungen α_{cc} mit 0,85[3] an. Des weiteren gibt die AFGC/SETRA-Richtlinie Bemessungswerte für eine Vordimensionierung an:

$f_{cm} = 180$ N/mm²	$f_{ck} = 150$ N/mm²	$f_{cd} = 85$ N/mm²
$E_{cm} = 50.000$ N/mm²	$\varepsilon_{cud} = 2,7‰$	$f_{ct,fm} = 9$ N/mm²

2.2.3 Bewehrungsstahl

Aufgrund der geringen Zugtragfähigkeit von Beton werden die auftretenden Zugkräfte über die eingelegte Bewehrung aufgenommen. Weiters kann bei sehr hohen Druckbeanspruchungen, wie dies zum Beispiel bei Stützen der Fall ist, die Stahlbewehrung auch als sogenannte Druckbewehrung verwendet werden. Ein Bewehrungstahl, der dem Stand der Technik entspricht, muss folgende Anforderungen erfüllen:

- hohe Festigkeit und Verformungsvermögen
- gute Verbundeigenschaften mit dem Beton
- Schweißbarkeit und Biegbarkeit
- Dauerschwingfestigkeit

Man unterscheidet, in Abhängigkeit von der Herstellung, warmgewalzten und kaltverformten Bewehrungsstahl, wobei warmgewalzte Bewehrungstäbe eine höhere Duktilität aufweisen als kaltverformte. Die Festigkeit für Betonstahl wird laut EC 2 mit $f_{yk} = 400$ bis 600 N/mm² begrenzt. Stähle, die eine andere Festigkeit aufweisen, müssen gemäß

[3] In Österreich wird α_{cc} mit 1,0 angenommen

den Prüfverfahren in EN10080 nachgewiesen werden. In Abb. 2.5 ist die Arbeitslinie von Betonstahl nach EN 1992-1-1 dargestellt.

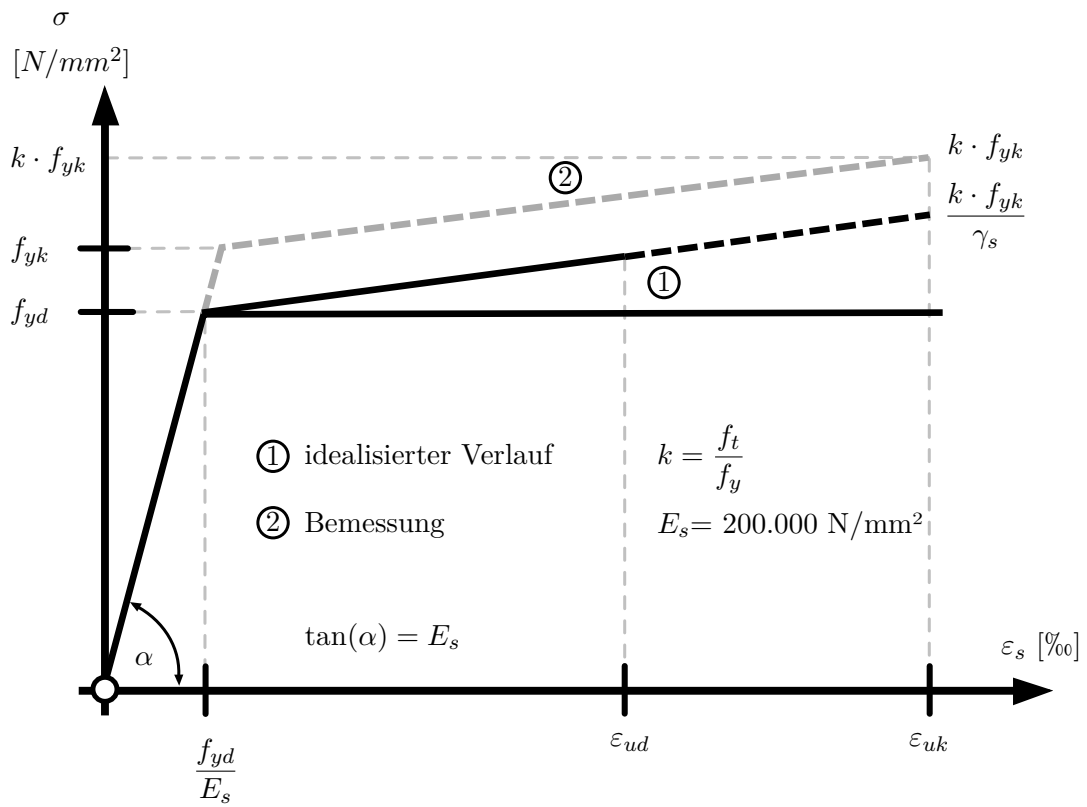


Abb. 2.5: Materialgesetz Betonstahl nach [14]

Da eine kaltverformte Bewehrung kein Fließplateau aufweist, wird die Streckgrenze f_{yk} bei einer bleibenden Dehnung von 0,2% festgelegt. Die Rohdichte beträgt 7850 kg/m^3 und das Elastizitätsmodul E_s ist 200.000 N/mm^2. Die handelsüblichen Durchmesser für Bewehrungstahl reichen von 6 bis 50 mm.

2.2.3.1 Hochfester Bewehrungsstahl SAS 670/800

SAS 670/800 ist eine Weiterentwicklung des herkömmlichen Bewehrungsstahls und findet seine Anwendungen derzeit vorwiegend im Hochhausbau. Wie bereits erwähnt umfassen die aktuellen Normen nur Bewehrungen mit einer Festigkeit von 400 bis 600 N/mm^2. Daher sind für den Einsatz von hochfester Bewehrung Zulassungen notwendig. Derzeit gibt es folgende Zulassungen für die Anwendung von SAS 670/800:

- **Zulassungen für Stützen:**
  - ETA-13/0840: Hochfestes Bewehrungssystem SAS 670
  - ICC-ES Report 1163
  - Grade 97 Thread bar steel reinforcing bars and couplers
- **Zulassungen als Biegebewehrung:**

– DIBt Z-1.5-268: Hochfester Bewehrungsstahl SAS 670/800 mit Gewinderippen
– DIBt Z-1.1-267 Geschraubte Muffenverbindungen und Verankerungen von hochfestem Bewehrungsstahl SAS 670/800 mit Gewinderippen

Durch die Anwendung von hochfester Bewehrung sind auf Grund der höheren Streckgrenze und Bruchfestigkeit schlankere Bauteile möglich, womit gleichzeitig Material und Ressourcen eingespart werden können. Im Kapitel 2.3 sind mehrere ausgeführte Beispiele mit SAS 670/800 ersichtlich. Der E-Modul E_s von SAS 670/800 beträgt 200.000 N/mm^2. Die Abb. 2.6 zeigt die Arbeitslinie von hochfestem Bewehrungsstahl.

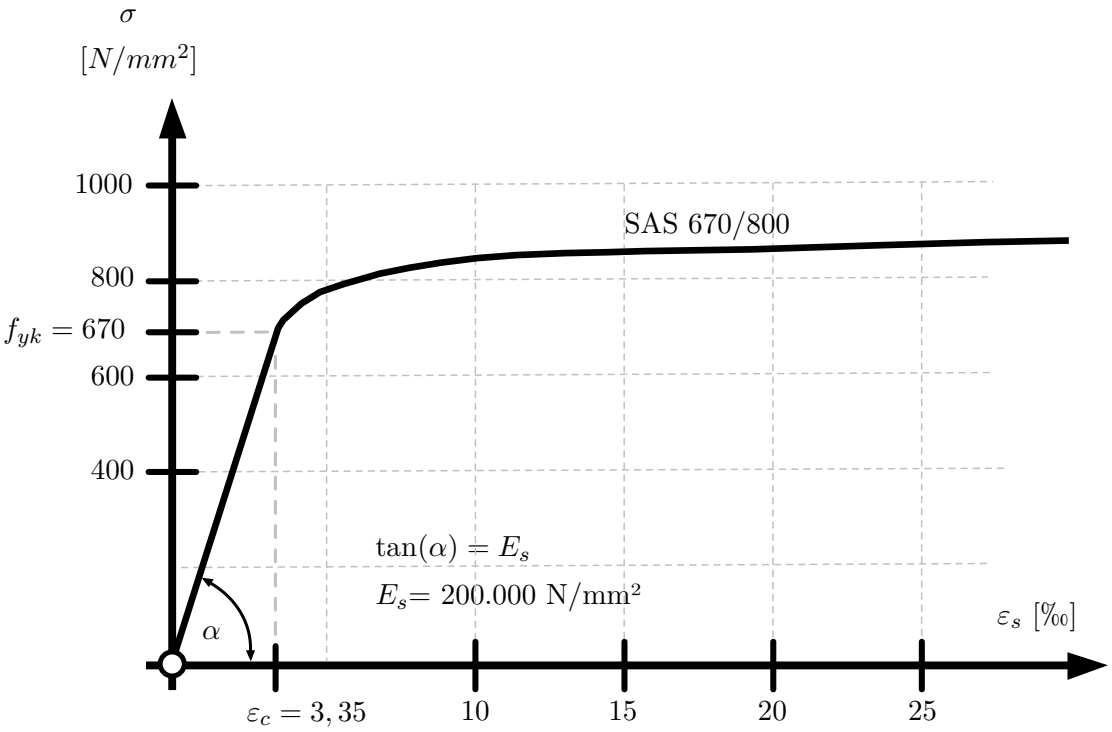


Abb. 2.6: Arbeitslinie Betonstahl SAS 670/800

Es ist zu erkennen, dass die charakteristische Festigkeit $f_{yk} = 670$ N/mm^2, bei einer Stauchung von $\varepsilon_s = 3,35‰$ auftritt und nach dem Plastizieren eine weitere Steigerung der Festigkeit vorherrscht. Die Bruchdehnung von SAS 670/800 ist laut Zulassungen mit 10% angegeben [3]. Für das neu entwickelte Bewehrungssystem ergeben sich die nachfolgenden Vor- und Nachteile:

Vorteile von SAS 670/800:

- höhere Festigkeit
- geringere Bewehrungsflächen und Gewichtsersparnisse
- vereinfachte Bewehrungsführung
- Kosteneinsparung bei Material und Verlegung

Nachteile von SAS 670/80:

- nicht in Normen eingearbeitet
- wenig Erfahrungswerte

Die Durchmesser von Bewehrungsstäben mit einer Stahlgüte SAS 670/800 reichen laut Zulassung von 18 mm bis 75 mm (siehe Tabelle 2.3). Die Nennstreckgrenze und Nennfestigkeit sind für alle Durchmesser ident (laut Zulassung ETA-13/0840 - Hochfestes Bewehrungssystem SAS 670).

Tab. 2.3: Nenndurchmesser von SAS 670/800

Stabdurchmesser [mm]	**Nennstreckgrenze** [N/mm²]	**Nennzugfestigkeit** [N/mm²]
18	670	800
22	670	800
25	670	800
28	670	800
30	670	800
35	670	800
43	670	800
50	670	800
57,5	670	800
63,5	670	800
75	670	800

2.2.4 Gegenüberstellung der Materialkennwerte

Die nachfolgende Abbildung 2.7 zeigt eine Gegenüberstellung der einzelnen Werkstoffe.

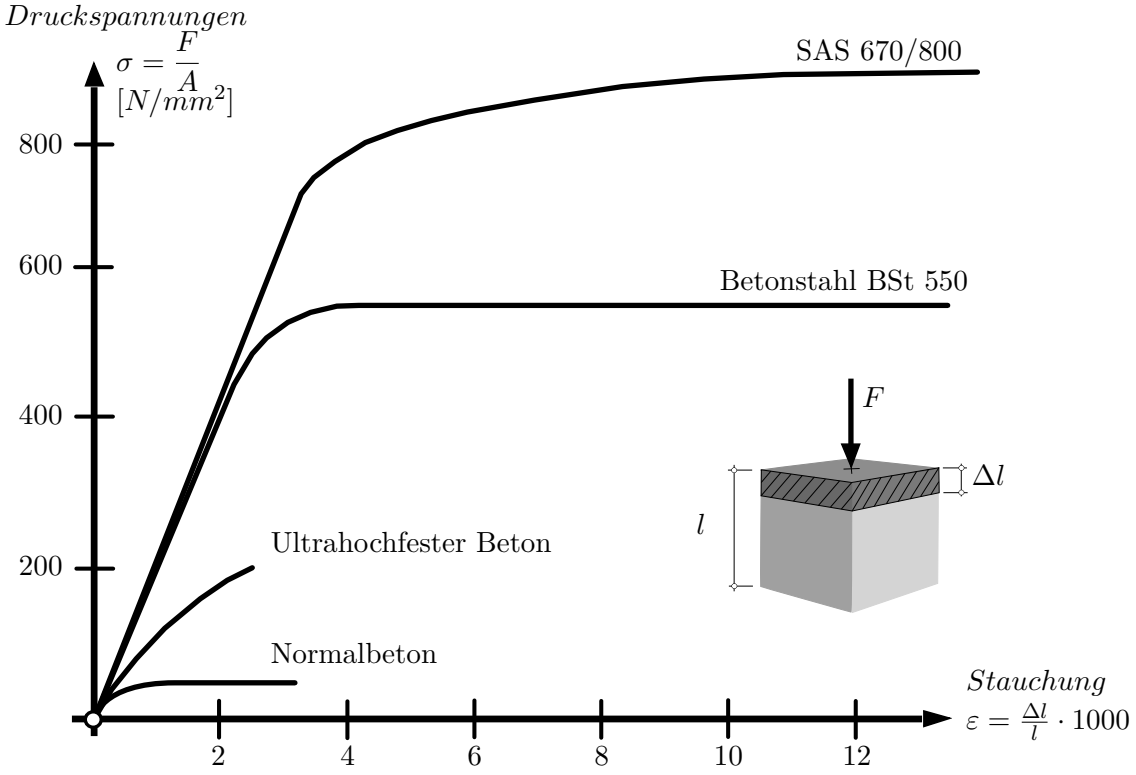


Abb. 2.7: Arbeitslinien unterschiedlicher Baustoffe

Wie in der Grafik oben zu erkennen, besitzt UHPC gegenüber Normalbeton eine viel höhere Druckfestigkeit. Auch der Bewehrungsstahl SAS 670/800 weist eine größere Festigkeit auf als herkömmliche Bewehrung (siehe dazu Tab. 2.4). Durch die Kombination von UHPC und SAS 670/800 entsteht ein neues Material, welches nicht mehr mit dem derzeit verwendeten Stahlbeton vergleichbar ist.

Tab. 2.4: Materialkennwerte

Material	E-Modul [N/mm^2]	Festigkeit [N/mm^2]	Fließ- bzw. Bruchdehnung [‰]
C50/60	37.000	50	3,5
UHPC	50.000	150	3,0
BSt 550	200.000	550	2,75
SAS670/800	200.000	670	3,35

2.3 Hochleistungsstützen mit SAS 670/800

2.3.1 Allgemein

Der derzeitige Bemessungsspielraum von Stahlbetondruckglieder wird durch eine neu entwickelten Bewehrungsstahl SAS 670/800 von der Annahütte erweitert. Als Gewindestahl wird SAS 670/800 bereits seit Jahrzehnten als Erdanker, Bodennagel und Pfahl angewendet.

Ein anfängliches Problem von Bewehrungsstäben SAS 670/800 bei der Anwendung als Druckglied war, dass die Fließgrenze des Stahls von rund 3,35‰ nicht erreicht werden konnte, da die Betondehnung rechnerisch begrenzt wird (vergleiche dazu $\varepsilon_{c2} = 2{,}00‰$ für überwiegend druckbeanspruchte Bauteile nach EN 1992-1-1). Untersuchungen haben gezeigt, dass bei einer hohen Druckbeanspruchung Kriechumlagerungen im Beton in den Stahl stattfinden. Durch diese Lastumlagerung erreicht die Dehnung des Gewindestahls die Fließgrenze und kann somit wirtschaftlich eingesetzt werden. Das Bewehrungssystem SAS 670/800 ist bereits in mehreren Ländern Europas sowie in Korea, USA und Russland zugelassen.

Neben der bereits erwähnten Limitierung der Betonstauchung von $2{,}00‰$ gibt EN 1991-1-1 weitere Grenzwerte für zum Beispiel die Stahldurchmesser ($\varnothing \leqslant 40$) oder den Bewehrungsgrad im Stoßbereich ($\rho_l \leqslant 8\%$) an, die einer wirtschaftliche Implementierung von SAS 670/800 entgegenstehen. Deshalb wurde in der ETAG [3] diese Grenzen erweitert ($\varnothing \leqslant 75 \mid \rho_l \leqslant 20\%$). In anderen Ländern, wie zum Beispiel den USA ist die Bemessung einfacher. Der ACI-Code 318-14 lässt eine Bruchdehnung von 3,00‰ zu, wodurch ein Nachweis der Kriechumlagerungen hinfällig wird. Die Bemessung erfolgt hier ohne weitere Zulassung, nach derzeit gültigem Normenstand.

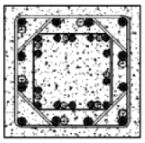
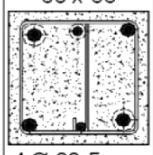
Stahl (Bewehrungsgrad)	**BSt 500 S (6 %)**	**SAS 670/800 (3,7 %)**
Stützenquerschnitt a x a [cm]	66 x 66  12 Ø 40 mm 14 Ø 32 mm 50 % Übergreifungsstoß	66 x 66  4 Ø 63,5 mm 2 Ø 43 mm 3 Muffen (leicht betonierbar)
	233 kg/m	**125 kg/m + 3 Muffen**
Längsbewehrung [%]	**100**	**54**
Verlegezeit [%]	**100**	**43**
Gesamtkosten pro Stütze €; €/MNm	**100 % 1.030; 20,4**	**90 % 930; 18,4**

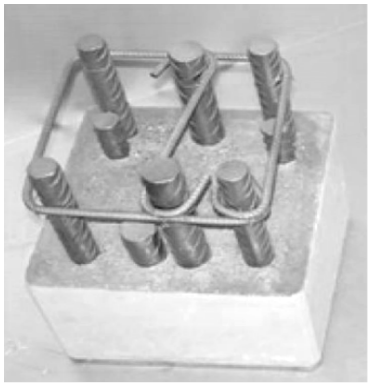
Abb. 2.8: Kostenersparnis einer herkömmlichen Stahlbetonstütze gegenüber einer mit SAS 670/800 bewehrten Stütze [7]

Durch die hohe Festigkeit und den hohen Bewehrungsgrad sind neue Möglichkeiten in der Querschnittsoptimierung gegeben. Abbildung 2.8 zeigt eine Vergleichsrechnung einer herkömmlichen Stahlbetonstütze gegenüber einer in SAS 670/800 bewehrten Stütze. Der Bewehrungsgrad konnte mittels größerer Durchmesser bei gleichem Tragverhalten um 2,3% gesenkt werden, was zu einer schnelleren Verlegezeit sowie zu zusätzlichen Materialeinsparungen führt.
Die Ersparnisse durch die Bewehrung mittels SAS 670/800 belaufen sich auf rund 10%,

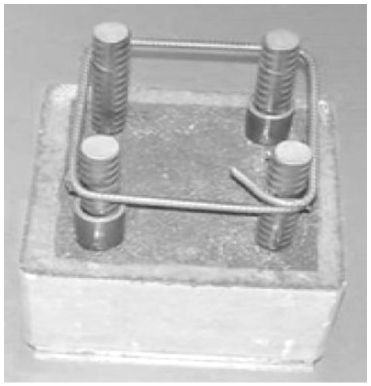
wobei noch keine Querschnittsoptimierung berücksichtigt wurde. Für die Querschnittsoptimierung in Abb. 2.8 wurde eine Stütze mit den Abmessungen von 66 x 66 cm und einer Höhe von 3,60 m herangezogen. Die Betonfestigkeit beträgt C45/55 und die zu übertragende Last beläuft sich auf 14 MN.

Durch die Querschnittsoptimierung kann bis zu 50% Gewicht und 55% Fläche eingespart werden. Diese Einsparungen bringen mehr gestalterische Freiheiten sowie weitere Kostensenkungen mit sich, da durch die Flächenminimierung der Stützen bei gleicher Grundfläche mehr vermietbare Fläche zur Verfügung steht. Am konkreten Beispiel des Opernturms in Frankfurt [7] konnte eine weitere Ersparnis von zirka 3% erzielt werden. In Abbildung 2.9 sind drei unterschiedliche Stützenvariationen zu sehen. Die Abb. 2.9a zeigt eine konventionell hergestellte Stahlbetonstütze mit Bewehrungsstahl B 500 B[4] und C35/45.

In Abb. 2.9b wurde die Bewehrung durch hochfesten Betonstahl SAS 670/800 mit größerem Durchmesser ersetzt. Beide Varianten wurden mit dem gleichen Beton hergestellt und besitzen trotz eines um 5,1% unterschiedlichen Bewehrungsgrades die gleiche Bruchlast. In Abb. 2.9c wurde eine Querschnitts Minimierung durchgeführt. Dabei konnten je Seitenlänge 12 cm eingespart werden. Durch die Querschnittsminimierung entsteht wie in Abb. 2.9c ersichtlich ein höherer Bewehrungsgrad [7].



(a) Referenzstütze: 32 x 32 cm, Bewehrungsgrad $\rho_l = 9\%$



(b) Gleiche Abmessungen mit SAS670/800, Bewehrungsgrad $\rho_l = 3,9\%$

(c) Querschnittsoptimierung 20 x 20 cm mit SAS670/800, Bewehrungsgrad $\rho_l = 17\%$

Abb. 2.9: Querschnittsoptimierung: Anpassung des Bewehrungsgrades und der Querschnittsabmessung bei gleicher Betongüte (C35/40) und gleicher Tragfähigkeit [7]

Alle in Abb. 2.9 dargestellten Querschnitte können eine Kraft von 3000 kN übertragen. Es ist zu erkennen, dass durch die Verwendung von hochfester Bewehrung der Querschnitt bzw. der Bewehrungsgehalt deutlich reduziert werden kann.

[4]Kommt vorwiegend in Deutschland zum Einsatz, in Österreich hingegen wird der Bewehrungsstahl B 550 verwendet

2.3.2 Ausnutzung des Bewehrungsstahls durch Umlagerungen mittels Kriechen des Betons

In EN 1991-1-1 wird für die Anwendung von Betonstählen ein Streckgrenzenbereich von f_{yk}= 400 bis 600 N/mm^2 angegeben. Der Bemessungs E-Modul ist konstant und beträgt E_s= 200.000 N/mm^2. In der nachfolgenden Tabelle 2.5 werden die unterschiedlichen Dehnungen je Festigkeit aufgelistet.

Tab. 2.5: Dehnungen der unterschiedlichen Betonstähle

Bewehrung	Festigkeit [N/mm^2]	E-Modul [N/mm^2]	Fließgrenze [‰]
-	400	200.000	2,00
B 420	420	200.000	2,10
B 500	500	200.000	2,50
B 550	550	200.000	2,75
B 600	600	200.000	3,00
SAS670/800	670	200.000	3,35

Wie bereits erwähnt, lassen EN 1991-1-1 und die dazugehörigen nationalen Bemessungsvorschriften für die Betonfestigkeiten C12/15 bis C50/60 eine Druckstauchung von 2, 00‰ zu. Die Dehnung kann zwar in weiterer Folge bis auf 2, 60‰ für eine Betonfestigkeit von C90/105 gesteigert werden (siehe dazu auch EN 1992-1-1, Tabelle 3.1 [15]), beim Vergleich mit Tabelle 2.5 fällt aber auf, dass der Stahl in den meisten Fällen nicht ausgenutzt werden kann. Im Regelfall überschreitet die Fließgrenze der Betonstähle die vorgegebene Dehnung ε_{c2} des Betons.

In der obigen Tabelle 2.5 ist sehr gut zu erkennen, dass nur bei einer Festigkeit von 400 N/mm² die Dehnung von 2, 00‰ erreicht wird. Alle weiteren Betonstähle überschreiten die vorgegebene Dehnung von 2, 00‰ und erreichen somit nicht die Fließgrenze. Zwar erlaubt die EN 1991-1-1 unter bestimmten Voraussetzungen eine erhöhte Bruchstauchung des Betons. Wenn die Schlankheit $\lambda = \frac{l}{i} < 25$ (l = Länge der Stütze; i = Trägheitsradius) ist, kommt es zu einem vollkommen überdrückten Stützenquerschnitt. Somit kann laut Norm die ungewollte Ausmitte e_a und Theorie II. Ordnung vernachlässigt werden. Für eine zentrisch belastete Stütze ist die Stauchung ε_{c2} nach EN 1992-1-1 Bild 6.1 Punkt C [15] einzuhalten. Für überdrückte Querschnitte mit einer Ausmitte $e_a < 0, 1$ darf die Stauchung für Normalbeton auf 2, 20‰ erhöht werden. Dennoch ist bei geringer Stahlgüte (B 550 in Österreich bzw. B 500 in Deutschland) von einen unwirtschaftlichen Ausnutzung auszugehen. Weiters muss noch angemerkt werden, dass industriell erzeugter Bewehrungsstahl erst ab einer Festigkeit von 420 N/mm² beginnt und somit eine wirtschaftliche Bewehrung für Druckglieder in Kombination mit Normalbeton weitestgehend ausgeschlossen ist.

Durch die geringe Fließgrenze wird der in Deutschland verwendete Bewehrungsstahl B 500 für zentrisch belastete Betondruckglieder viel wirtschaftlicher ausgenutzt als der in Österreich verwendete Betonstahl B 550. In Tabelle 2.6 sind die unterschiedlichen Dehnungen von B 500 und B 550 mit Berücksichtigung von γ_s = 1,15 aufgelistet.

Tab. 2.6: Vergleich Bewehrungsstahl Österreich/Deutschland

Land	Bewehrung	Festigkeit [N/mm^2]	γ_s [-]	E-Modul [N/mm^2]	Dehnung [‰]
Österreich	B 550	550	1,15	200000	2,39
Deutschland	B 500	500	1,15	205000	2,12

Die nachfolgende Berechnung eines Betondruckstabes unter Berücksichtigung von Kriechen zeigt das der Stahl voll ausgenutzt werden kann. Daher wird wie in [7] für die nachfolgende Berechnung ein Bewehrungsstahl B 500 verwendet. Dabei wird die Berechnung mithilfe des Verformungsmoduls laut EN 1991-1-1 und mit Kriechumlagerungen nach Trost [16] durchgeführt.

Angaben des Zahlenbeispieles aus [7]:

- Beton C50/60 | B 500
- Last P = 25138 kN
- $A_s = 319\ cm^2$
- $A_c = 4681\ cm^2$
- $E_s = 205.000\ \mathrm{N}/mm^2$
- $E_c = 36.800\ \mathrm{N}/mm^2$
- $\varphi_{red} = 1{,}00$ [-]
- $\varepsilon_{s,red} = 15 \cdot 10^{-5}$ [-]

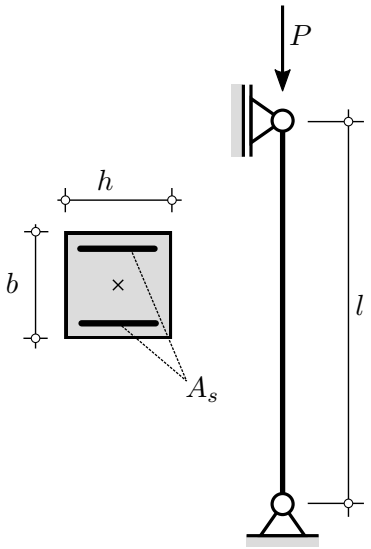


Abb. 2.10: Statische Systemskizze

Gebrauchszustand vor Kriechen zum Zeitpunkt t = 0:

$$\mathrm{n} = \frac{E_s}{E_c} = 5{,}57\ [\text{-}]^5 \parallel \mu = \frac{A_s}{A_c} = 0{,}0681[\text{-}]^6 \parallel A_i = A_c + n \cdot A_s = 6458\ cm^2$$

$$\delta_{1,s} = \frac{1}{A_s/E_s} \parallel \delta_{1,c} = \frac{1}{A_c/E_c} \parallel \alpha = \frac{\delta_{1,c}}{\delta_{1,s} + \delta 1, c} = 0{,}0275\ [\text{-}]$$

$$N_s = \alpha \cdot P \parallel \sigma_{Ps} = \frac{N_s}{A_s} = n \cdot \sigma_{Pc}$$

$$N_c = (1 - \alpha) \cdot P \parallel \sigma_{Pc} = \frac{N_c}{A_c} = \frac{P}{A_i}$$

$$\sigma_{c0} = \frac{P}{A_i} = 38,93 N/mm^2$$

$$\sigma_{s0} = \sigma_{c0} \cdot n = 216,84 N/mm^2$$

[5] In weiterer Folge auch als α_E bezeichnet
[6] In weiterer Folge auch als ρ_l bezeichnet

Kriechen zum Zeitpunkt t = ∞:

Umlagerungen nach Trost [16]:
$c_d = 1+(1-\alpha)\cdot\varphi_{red}/(1+\alpha\cdot\rho\cdot\varphi_{red}) = 1,594$
$\rho = 0{,}8$ ... Relaxationskoeffizient
$c_s = 1/(1+\alpha\cdot\rho\cdot\varphi_{red}) = 0,82$
$\sigma_{st} = \sigma_{s0}\cdot c_d+\varepsilon_{s,red}\cdot E_s\cdot c_s\cdot(1-\alpha) = 345,6+18,3 = 363,9 N/mm^2$
$\sigma_{ct} = (P-\sigma_{st}\cdot A_s)/A_c = 30,2-1,3 = 28,9 N/mm^2$

Umlagerungen mit Hilfe des Verformungsmoduls:
$E_{c\varphi} = E_c/(1+\varphi) = 18.400 N/mm^2$
$n_\varphi = (1+\varphi)\cdot n = 11,14$
$A_{i\varphi} = A_c + n_\varphi\cdot A_s = 8235 cm^2$
$\alpha_\varphi = n_\varphi\cdot A_s/A_{i\varphi} = 0,43[-]$
$\sigma_{st} = n_\varphi\cdot P/A_{i\varphi} + (\varepsilon_{s,red}-\alpha_\varphi)\cdot \varepsilon_{s,red} = 357,6 N/mm^2$
$\sigma_{ct} = P/A_{i\varphi}-\varepsilon_{s,red}-\alpha_\varphi)\cdot\varepsilon_{s,red}\cdot\mu = 29,34 N/mm^2$

Tab. 2.7: Differenz der Umlagerungen

Verfahren	σ_{st} $[N/mm^2]$	σ_{ct} $[N/mm^2]$
Trost	363,90	28,90
Verformungsmodul	357,60	29,34
Differenz absolut	6,30	0,44
Differenz in [%]	1,73	1,52

Die Differenz der beiden Rechenverfahren ist für die Stahl- und für die Betonspannung unter 2%. Die verwendeten Rechenverfahren liefern eine zufriedenstellende Übereinstimmung. Umlagerungen Stahl: $\varepsilon_1 = (\sigma_{st}-\sigma_{s0})/E_s = 0,000717$
Wiederbelastung/Aufatmen des Betons: $\varepsilon_2 = 0,75\cdot(\sigma_{c0}-\sigma_{ct})/E_c = 0,000204$
Umlagerung: $\Delta\varepsilon_s = \varepsilon_1+\varepsilon_2 = 0,000717+0,000204 = 0,000921 = 0,921‰$

Bei einer zentrischen Belastung der Betonstütze und einer Stauchung von $2,00‰$ wird durch Lastumlagerungen der Stahl um $2,921‰$ gestaucht. Durch die erhöhte Stauchung von $0,921‰$ kann der Bewehrungsstahl voll ausgenutzt werden und eine wirtschaftliche Bemessung von Betondruckgliedern ist möglich. Die Umlagerung bewirkt eine Druckvorspannung im Stahlbetonbauteil. Ähnlich verhält es sich bei hochfestem Stahl SAS 670/800. Auch hier findet eine Umlagerung von Beton zum Stahl statt. Der Designwert der Fließspannung, welcher sich mit $\varepsilon_{yd} = \frac{3,35}{1,15} = 2,91‰$ berechnet, wird in der Regel erreicht.

2.3.3 Anwendungsgebiete

Das Einsatzgebiet von SAS 670/800 ist vorwiegend bei Hochhauskonstruktionen, die enormen Druckkräften ausgesetzt sind. In der Praxis wurden bereits mehrere Gebäude mit dem hochfestem Bewehrungsstahl ausgeführt. Dazu zählt zum Beispiel der in Abb. 2.11b dargestellt Opernturm in Frankfurt. Weitere Hochhausprojekten die bereits verwirklicht wurden, sind zum Beispiel die Tanzenden Türme in Hamburg oder die 50 Hertz Zentrale in Berlin (siehe dazu Abb. 2.11).

(a) Tanzende Türme Hamburg [24]

(b) Opernturm Frankfurt [22]

(c) 50 Hertz Berlin [20]

Abb. 2.11: Anwendungsbeispiele in Deutschland von SAS 670 bewehrten Betonstützen

Auch in anderen Ländern, wie zum Beispiel in den USA, Polen, Korea und Russland, wurde der hochfeste Bewehrungsstahl bereits verbaut. Wie eingangs erwähnt, wird in den USA die Bruchstauchung von Beton mit $3,00‰$ angegeben. Somit kann der hochfeste Bewehrungsstahl in der Bemessung voll ausgenutzt werden ohne zusätzliche Kriechumlagerungen zu berücksichtigen. Weitere Beispiele für die Verwendung von SAS 670/800 sind der Sky Tower Breslau in Polen und Hochhäuser an der Park Avenue in New York, USA.

(a) Sky Tower Breslau [23]

(b) Hochhaus 432 Park Avenue New York City [19]

(c) Hochhaus 520 Park Avenue New York City [21]

Abb. 2.12: Anwendungsbeispiele in Polen und USA für SAS 670/800

Kapitel 3

Überlegungen zu UHPC-Stützen

3.1 Schlanke Druckglieder aus UHPC

Durch den Einsatz von UHPC ist gegenüber herkömmlichem Beton eine schlankere und filigranere Bauweise möglich. Das senkt nicht nur den Verbrauch natürlicher Ressourcen, sondern schafft gleichzeitig auch neue architektonische Möglichkeiten für ein schlankes und modernes Bauen. Diese Bauweise bringt aber auch Nachteile mit sich, so kommt es zum Beispiel bei sehr schlanken druckbelasteten Bauteilen zu einem Stabilitätsproblem. Da ein Stabilitätsversagen plötzlich und ohne Vorankündigung auftritt, wird diese Versagensart als sehr gefährlich eingestuft. Für den weiteren Verlauf dieser Arbeit wird zuerst überprüft, ob Druckglieder aus UHPC effektiv ausgenutzt werden können. Als einer der ersten Schritte wird deshalb untersucht, ob der Bewehrungsstahl ins Fließen kommt und somit wirtschaftlich eingesetzt werden kann. Dies erfolgt mit dem bereits vorgestellten Verfahren der Kriechumlagerungen. In einem weiteren Schritt wird untersucht inwieweit schlanke Druckglieder aus UHPC knickgefährdet sind und ob dies eine Limitierung für ihren Einsatz im Hochhausbau darstellt. In der Literatur wurden bereits zahlreiche Untersuchungen zu UHPC-Druckgliedern durchgeführt, wie zum Beispiel in [17] (Untersuchungen an schlanken unbewehrten UHPC Stützen). Die Auswertung zeigte, dass für schlanke UHPC-Stützen die Versagenslast bei hohen Schlankheitsgraden ($\lambda \leqslant 75$) sehr nahe an der Euler-Hyperbel liegt. Obwohl in der Realität immer ein Spannungsversagen nach Theorie II. Ordnung vorliegt, scheint es sinnvoll, für eine erste Abschätzung als Versagenslast die Knicklast nach Euler heranzuziehen und auf eine umfangreiche Berechnung mittels Imperfektionen und Theorie II. Ordnung zu verzichten (siehe dazu Kapitel 3.2.2)

3.2 Bemessung eines Betondruckstabes

Dieses Kapitel beinhaltet die Bemessung eines Stahlbetondruckgliedes im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS[1]), sowie die Betrachtung der damit eingehenden Kräfteverteilung zwischen Stahl und Beton. Dabei werden folgende Annahmen vorausgesetzt:

- keine Knickgefahr
- die Last wirkt zentrisch auf den Druckstab
- keine Imperfektionen (Mindestausmitte und Zusatzausmitte) wirken auf den Druckstab

[1] Ultimate Limit State

- Dehnungen verteilten sich gleichmäßig über den Querschnitt

Dehnungskompatibilität:

$$\varepsilon = \varepsilon_c = \varepsilon_s = \frac{\Delta l}{l}$$

mit

ε_c = Betondehnung (3.1)
ε_s = Stahldehnung
Δl = Verkürzung des Druckgliedes
l = Länge des Druckgliedes

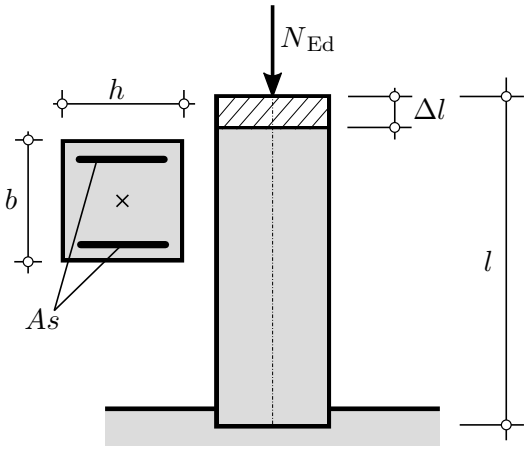


Abb. 3.1: Zentrisch belasteter Druckstab

Um die erforderliche Druckbewehrung zu ermitteln, muss ein Gleichgewicht im Druckstab vorherrschen. Dabei wird wie in Formel 3.1 von einer äquivalenten Druck- und Stahldehnung ausgegangen.

Grenzzustandsgleichungen:

$$\varepsilon = \frac{N_s}{A_s \cdot E_s} = \frac{N_c}{A_c \cdot E_c} \qquad (3.2)$$

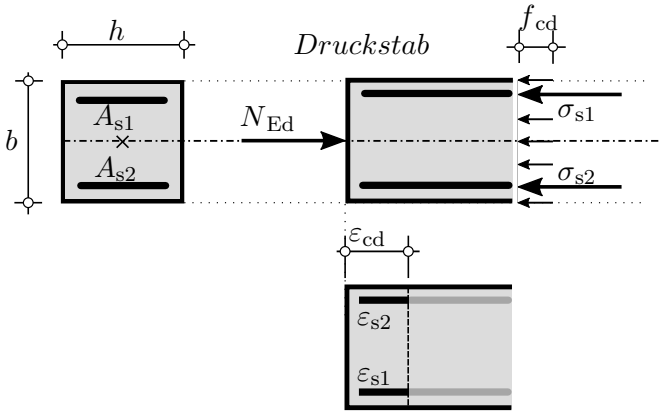


Abb. 3.2: Dehnungen und Spannungen im Druckstab

Durch Bilden eines Kräftegleichgewichtes und Ansetzen der Grenzzustandsgleichung $N_{Ed} = N_{Rd}$, ergibt sich die maximal aufnehmbare Druckkraft wie folgt:

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

mit

A_s = Querschnittsfläche der Bewehrung (3.3)
A_c = Bruttobetonfläche $= h \cdot b$
$A_c - A_s$ = Nettobetonfläche

Durch das Kräftegleichgewicht und durch Umformen der Gleichung 3.3 ergibt sich die zu ermittelnde Druckbewehrung mit:

$$A_s = \frac{N_{Ed} - A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}} \tag{3.4}$$

Ausgehend von den Formeln 3.1 und 3.2 kann durch die Einführung von $\alpha_E = \frac{E_s}{E_c}$ die Kräfteverteilung im Beton und in der Bewehrung für jede beliebige Laststufe ermittelt werden. Dafür wird der ideelle Querschnitt A_i wie folgt eingeführt.

$$A_i = A_c + \frac{E_s}{E_c} \cdot A_s = A_c + \alpha_E \cdot A_s \tag{3.5}$$

Aus der Gleichgewichtsbedingung:

$$\begin{aligned} N &= N_s + N_c = \varepsilon_s \cdot E_s \cdot A_s + \varepsilon_c \cdot E_c \cdot A_c \\ N &= \varepsilon_c \cdot (E_c \cdot A_c + E_c \cdot A_c) \end{aligned} \tag{3.6}$$

Die Kraft im Beton N_c und im Stahl N_s ergeben sich durch Einführung des Bewehrungsgrades $\rho_l = \frac{A_s}{A_c}$ und mit Formel 3.5 und 3.6 zu:

$$N_c = \varepsilon_c \cdot E_c \cdot A_c = N \cdot \frac{E_c \cdot A_c}{E_c \cdot A_c + E_s \cdot A_s} = N \cdot \frac{A_c}{A_i} = N \cdot \frac{1}{1 + \alpha_E \cdot \rho_l} \tag{3.7}$$

$$N_s = \varepsilon_c \cdot E_s \cdot A_s = N \cdot \frac{E_s \cdot A_s}{E_c \cdot A_c + E_s \cdot A_s} = N \cdot \frac{\alpha_E \cdot A_s}{A_i} = N \cdot \frac{\alpha_E \cdot \rho_l}{1 + \alpha_E \cdot \rho_l} \tag{3.8}$$

3.2.1 Zeitabhängiges Verhalten [25]

Kriechen, Schwinden und Relaxation sind zeitabhängige Effekte, die im laufe der Lebensdauer von Betonbauteilen auftreten. Kriechen ist lastabhängig und beschreibt das viskose Verhalten von Beton. Durch Kriechumlagerungen können in Bauteilen erhebliche Lasten umgelagert werden. Diese zeitabhängige Eigenschaft von Beton wurde bereits sehr früh erkannt und mit ingenieurtechnischen Rechenmodellen erfasst. Die derzeit bekanntesten Rechenverfahren sind:

- Dischinger 1937
- Trost 1967
- Müller 1986
- Verformungsmodul EC2

Die zur Zeit t wirkenden Dehnungen zufolge elastischer Verformung des Betons und Kriechumlagerungen werden mit der nachfolgenden Formel beschrieben:

$$\varepsilon_c(t) = \varepsilon_{ci}(t_0) + \varepsilon_{cc}(t_0) \tag{3.9}$$

dabei ist:

$\varepsilon_{ci}(t_0)$ ... elastische Verformung, lastabhängier Anteil
$\varepsilon_{cc}(t_0)$ ... Kriechen, lastabhängiger Anteil
t_0 ... Beginn der Belastung

Dabei kann der Effekt durch Kriechen in Grund- und Trocknungskriechen eingeteilt werden. Die Kriechdehnungen sind abhängig von der Beanspruchung, vom Zementgehalt und dem Wassergehalt. Bei hochfestem bzw. ultrahochfestem Beton kann durch den niedrigeren w/z-Wert die Auswirkung aus dem Trocknungskriechen weitestgehend vernachlässigt werden. Die Ursachen für Kriechverformungen sind noch nicht vollständig geklärt [9]. Daher wird für die Ermittlung der Kriechverformungen ein phänomenologisches Materialmodell herangezogen.

$$\varepsilon_{cc}(t_0) = \varepsilon_{ci}(t_0) \cdot \varphi(t, t_0) \tag{3.10}$$

Für die Berechnung des Kriechens sowie für die zu verwendende Kriechzahl $\varphi(t, t_0)$ wird auf EN 1992-1-1 Kapitel 3.1.4 verwiesen [14].

Die mit zunehmendem Betonalter geringere Kriechumlagerung wird über den Relaxationsbeiwert oder auch Alterungsbeiwert $\rho(t, t_0)$ beschrieben. Der Alterungsbeiwert von $\rho(t, t_0)$ variiert zwischen $0,5 \leqslant \rho(t, t_0) \leqslant 1,0$, aufgrund der großen Streuungen der Kriechzahl $\varphi(t, t_0)$ wird der Wert meistens konstant mit $\rho = 0,8$ angenommen. Das lastabhängige Schwinden wird in dieser Arbeit nicht näher beschrieben, da es für allfällige Lastumlagerungen in diesen Fall nicht relevant ist.

3.2.1.1 Lastverteilung zum Zeitpunkt t = ∞

Aufbauend auf Formel 3.6 des Druckstabes wird die Kriechumlagerung berechnet. Dabei muss auch hier ein Kräftegleichgewicht vorherrschen.

$$\Delta N_c + \Delta N_s = 0 \Rightarrow \Delta N_c = -\Delta N_s \tag{3.11}$$

Verformungskompatibilität:

$$\frac{N_c}{A_c \cdot E_c} \cdot (1 + \varphi) + \frac{\Delta N_c}{A_c \cdot E_c} \cdot (1 + \rho_R \cdot \varphi) = \frac{N_s + \Delta N_s}{A_s \cdot E_s} \tag{3.12}$$

Setzt man nun Formel 3.11 in Formel 3.12 ein, erhält man die Änderung der Betonkraft infolge Kriechen.

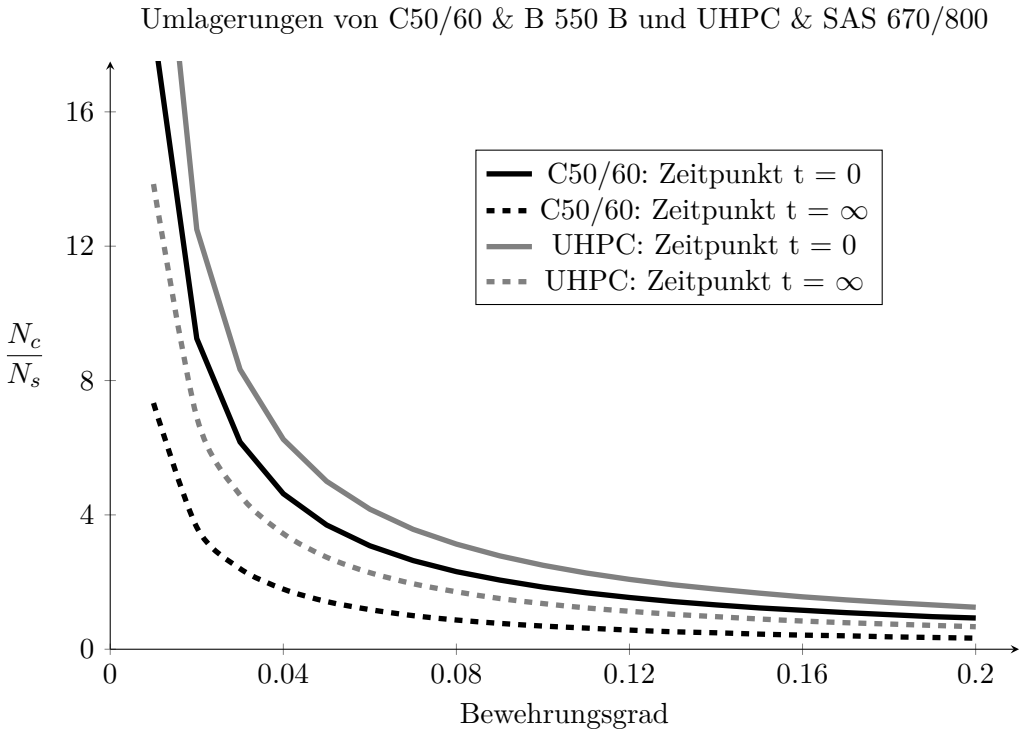
$$\Delta N_c = -\frac{N \cdot \varphi \cdot \alpha_E \cdot \rho_l}{1 + \alpha_E \cdot \rho_l} \frac{1}{1 + \alpha_E \cdot \rho_l \cdot (1 + \rho_R \cdot \varepsilon)} \tag{3.13}$$

Somit stellt sich zum Zeitpunkt t = ∞ im Beton eine Kraft $N_c(t = \infty)$ und im Stahl $N_s(t = \infty)$ wie folgt ein:

$$N_c(t = \infty) = N_c(t = 0) + \Delta N_c = \frac{N}{1 + \alpha_E \cdot \rho_l} \cdot (1 - \frac{\varphi \cdot \alpha_E \cdot \rho_l}{(1 + \rho_R \cdot \varphi) \cdot \alpha_E \cdot \rho_l + 1}) \quad (3.14)$$

$$N_s(t = \infty) = N_s(t = 0) - \Delta N_c = \frac{N \cdot \alpha_E \cdot \rho_l}{1 + \alpha_E \cdot \rho_l} \cdot (1 + \frac{\varphi}{1 + \alpha_E \cdot \rho_l \cdot (1 + \rho_R \cdot \varphi)}) \quad (3.15)$$

Durch die Kriechumlagerung wird die Kraft im Beton entlastet und im Stahl erhöht. Somit ergibt sich ein neues Gleichgewicht im Stahlbetondruckglied.



Dia. 3.1: Kraftumlagerung in einem Stahlbetondruckglied durch Betonkriechen

Das Diagramm 3.1 zeigt die Umlagerungen im Querschnitt in Abhängigkeit des Bewehrungsgrades. Bei einem Bewehrungsgrad von 8% und den oben angegeben Werten findet eine prozentuale Lastumlagerung bei C50/60 & B 550 B von bis zu 60% und bei UHPC & SAS 670/800 in etwa 50% statt. Durch die Verwendung von UHPC mit SAS 670/800 ist das Verhältnis der Umlagerung nicht so stark ausgeprägt (siehe dazu graue Kurven im Diagramm 3.1), da die Kriechzahl von UHPC geringer ist. Dennoch ist eine wirtschaftliche Bemessung von UHPC mit SAS 670/800 möglich. Alle weiteren Diagramme sind im Anhang A.1 abgebildet. Durch diese Lastumlagerung ist es möglich, Betonstähle auch bei zentrisch gedrückte Stützen voll auszunutzen (siehe dazu Kapitel 3.3).

3.2.2 Knicken eines Druckstabes

Wird ein Stab mit einer Druckkraft zentrisch belastet, so kommt es im Druckglied zu einer Stauchung. Durch weitere Last-Steigerungen beginnt der Druckstab irgendwann seitlich auszuweichen und somit auszuknicken (Stabilitätsverlust).
Dieses Phänomen bei Druckgliedern tritt bei sehr schlanken und filigranen Bauteilen auf. In Bild 3.3 ist das seitliche Ausweichen durch eine Laststeigerung abgebildet.

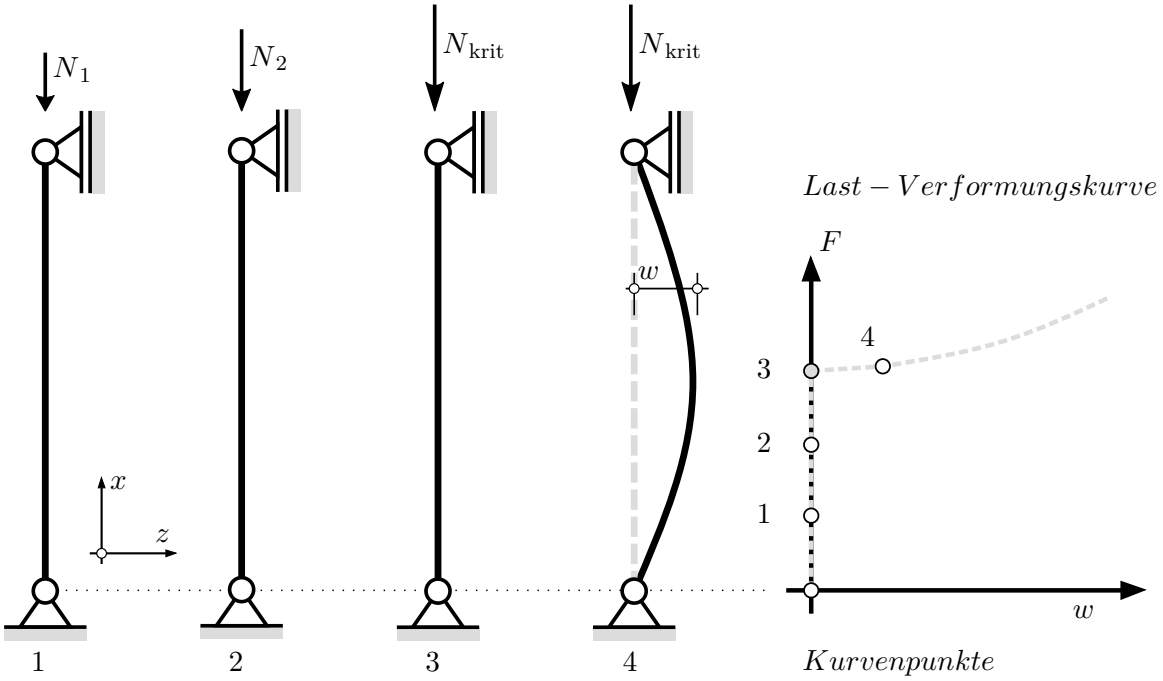


Abb. 3.3: Last-Verformungskurve eines Knickstabes

Die Last, bei der ein seitliches Ausweichen des Stabes beginnt, wird als kritische Last N_{krit} bezeichnet. Nach dem Erreichen der kritischen Last verlässt die Kraft-Verformungskurve den primären Pfad und beginnt auszuweichen. Dieses Verhalten wird allgemein als Verzweigungsproblem bezeichnet, bei schlanken Druckstäben wird es in weiterer Folge Knicken genannt. Wie in Kapitel 3.2 werden auch hier Vereinfachungen vorausgesetzt:

- Last wirkt zentrisch auf die gerade Stabachse
- keine Einwirkung durch Temperatur
- der Schubmittelpunkt liegt im Schwerpunkt

Für die Lösung des Verzweigungsproblems wird zuerst ein Momentengleichgewicht gebildet.

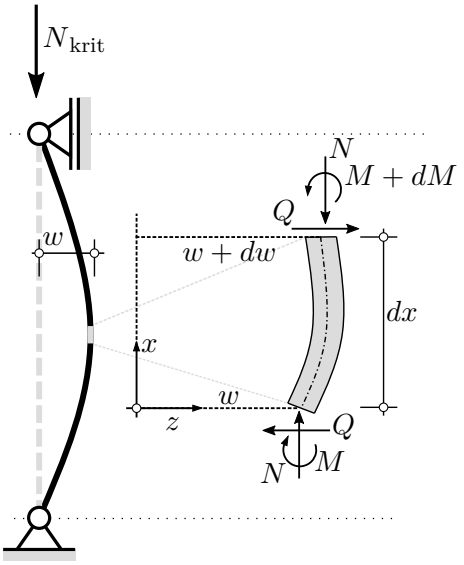


Abb. 3.4: Gleichgewichtsbetrachtung am verformten System

$$\sum M = 0$$

$$0 = M + dM - M - Q \cdot dx - N \cdot (w + dw - w)$$
$$0 = dM - Q \cdot dx - N \cdot dw$$

$$Q = \frac{dM}{dx} - N \cdot \frac{dw}{dx} \tag{3.16}$$

Setzt man nun die Differentialgleichung der Biegelinie: $EI \cdot w'' = -M$ in Gleichung 3.16 ein ergibt sich:

$$Q = (-EI \cdot w'')' - N \cdot w' \tag{3.17}$$

Durch weiteres Ableiten erhält man somit die Auslenkung mit:

$$0 = EI \cdot w'''' - N \cdot w'' \tag{3.18}$$

Mit Hilfe des Schlankheitsgrades $\lambda^2 = \frac{N}{EI}$ ergibt sich eine DGL. 4.Ordnung für den in 3.4 abgebildeten Knickstab mit:

$$w'''' + \lambda^2 \cdot w'' = 0 \tag{3.19}$$

Um die Gleichung 3.19 zu lösen, benötigt man nun den Allgemeinen Lösungsansatz einer DGL 4. Ordnung:

$$w_x = A \cdot sin(\lambda \cdot x) + B \cdot cos(\lambda \cdot x) + C \cdot x + D \tag{3.20}$$

Danach werden für das Knickproblem die Rand- und Übergangsbedingungen berücksichtigt. Für einen Stab, wie in Abb. 3.4 dargestellt, ergibt sich:

$$B \cdot sin(\lambda \cdot x) = 0 \Rightarrow B \neq 0 \Rightarrow sin(\lambda \cdot x) = 0 \tag{3.21}$$

Das zu lösende Gleichungssystem führt zu einem **Eigenwertproblem** für λ. Somit ergeben sich unendlich viele Lösungen für den Eigenwert λ, die eine Eigenform (Knickform) beschreiben. Durch Einsetzen von $\lambda = \sqrt{\frac{N}{EI}}$ ergibt sich:

$$sin\left(\sqrt{\frac{N}{EI}} \cdot l\right) = 0 = sin(n \cdot \pi) = 0$$

Maßgebend ist jedoch nur der kleinste von Null verschiedene Wert, da ein Stab bereits bei der ersten von Null verschiedenen Eigenform ausknicken würde und somit nie eine andere

Form einnehmen kann. Damit ergibt sich durch Auflösen nach N und unter Einführung von N_{krit}:

$$N_{krit} = \left(\frac{\pi}{l}\right)^2 \cdot EI \tag{3.22}$$

An Hand der oben hergeleiteten Formeln können für spezielle Lagerungen die Lösungen der ersten Eigenform ermittelt werden. Die bekanntesten vier sind die Euler'schen Knickfälle[2] (siehe dazu Anhang A.2). Mit der Einführung der Knicklänge $s_k = \beta \cdot l$ kann eine allgemein gültige Formel für die Knicklast $N_{krit} = \frac{\pi^2 \cdot EI}{s_k^2}$ angegeben werden.

Die Versagensgrenzen zufolge Stabilität wurden nachfolgend für ein Druckglied mit der Betongüte C12/15 und dem dazugehörigen E-Modul laut EN 1992-1-1 sowie für ein Druckglied aus UHPC mit einer Betonfestigkeit von $f_{ck} = 150 N/mm^2$ und einem E-Modul von $E_{cm} = 50.000 N/mm^2$ laut AFGC/SETRA-Richtlinie verglichen. Dazu wurde der dimensionslose Schlankheitsgrad $\lambda = s_k \cdot \sqrt{\frac{A}{I}}$ herangezogen und mit der Knickspannung $\sigma_{krit} = \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda^2}$ verglichen.

Das nachfolgende Diagramm 3.5 zeigt die Knickkurven der beiden Materialien. Weitere Knickkurven sind im Anhang A.2 ersichtlich.

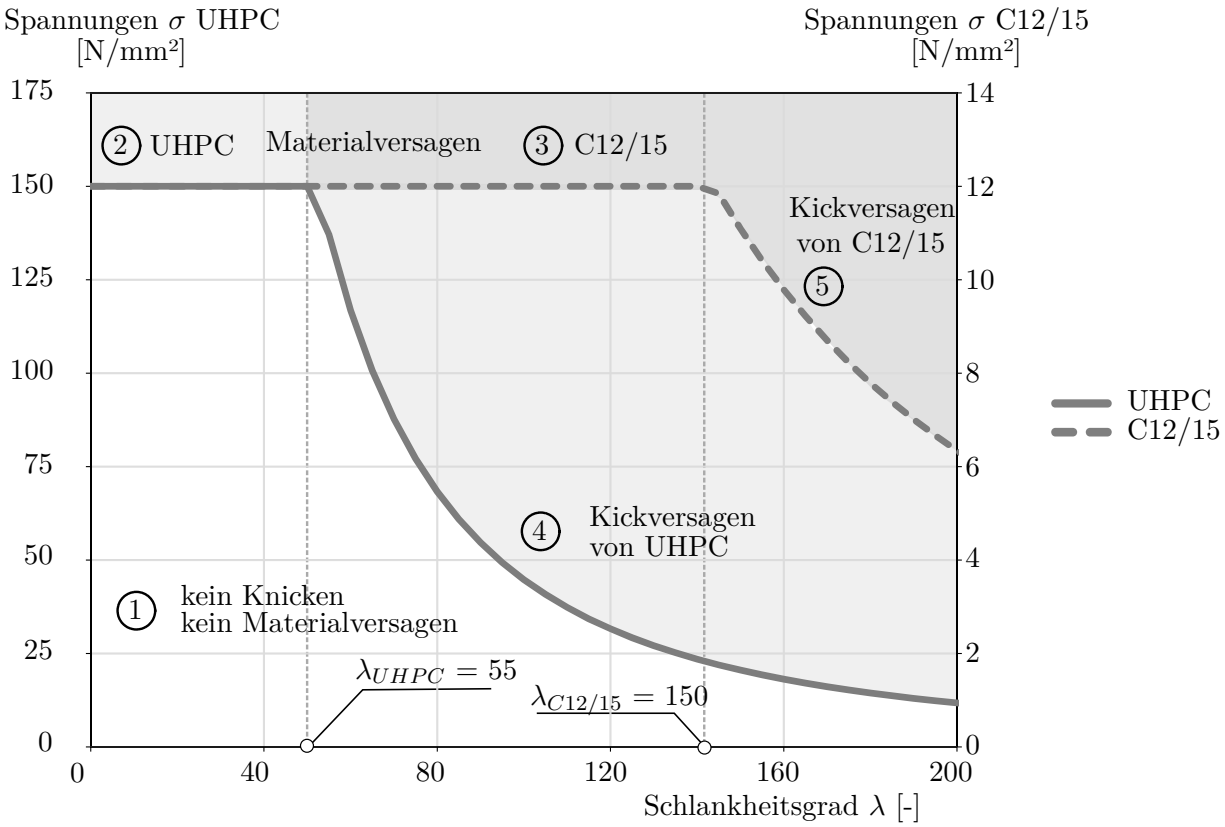


Abb. 3.5: Sigma-Lambda-Diagramm für C12/15 und UHPC

[2]benannt nach Leonhard Euler 15.04.1707 - 07.09.1783

Das obige Diagramm ist in 5 Bereiche unterteilt. Der Bereich 1 zeigt, dass kein Materialversagen und keine Knickgefahr vorherrschen. Im 2. Bereich wird das Materialversagen von UHPC beschrieben. Dabei tritt bis zur Schlankheit von $\lambda = 55$ keine Knickgefahr auf. Die Bereiche 2 und 3 beschreiben das Materialversagen für C12/15. Knickgefahr tritt hier ab $\lambda = 150$ auf. Bereich 4 und 5 beschreiben die Eulerhyperbel des Knickversagens je nach Material. Es ist sehr gut zu erkennen das bei hohen Festigkeiten eher eine Knickgefahr vorherrscht als bei niedrigeren. Vergleicht man im obigen Diagramm die beiden Materialien bei gleicher Schlankheit von $\lambda = 100$, so kommt man zum Ergebnis, dass eine UHPC-Stütze bereits bei einer Spannung von rund $\sigma = 50 N/mm^2$ zufolge Knicken versagen würde. Bei einer Stütze aus C12/15 mit der gleichen Schlankheit würde hingegen Materialversagen eintreten. In der nachfolgenden Tabelle 3.1 sind die Auslastungswerte der Betondruckfestigkeit für die Schlankheit von $\lambda = 100$ aufgestellt.

Tab. 3.1: Knickdiagramm Auswertung bei $\lambda = 100$

Beton	λ	f_{ck} [N/mm^2]	E-Modul [N/mm^2]	σ [N/mm^2]	Auslastung in [%]
C12/15	100	12	27.000	12	100
UHPC	100	150	50.000	49,35	32,90

Wie in Tabelle 3.1 gut zu erkennen ist der Ultrahochleistungsbeton aufgrund des Versagens durch Knicken nur zu einem $\frac{1}{3}$ ausgenutzt.

Aufgrund dieser Überlegung wird nachfolgend untersucht, ob der Einsatz von UHPC für die Herstellung von schlanker Druckstäbe im Hochhausbau überhaupt sinnvoll ist. Dazu wird untersucht, ob bzw. ab welcher Höhe ein UHPC Druckglied mit der Mindestabmessung nach EN 1992-1-1 stabilitätsgefährdet ist.

Randbedingungen:

- UHPC
- $f_{cd} = \dfrac{f_{ck}}{\gamma_c} = \dfrac{150}{1,5} = 100$ N/mm^2
- Abmessungen b x h = 20 x 20 cm (Mindestabmessung für Druckglieder nach EN 1992-1-1)
- $E_c = 50.000$ N/mm^2

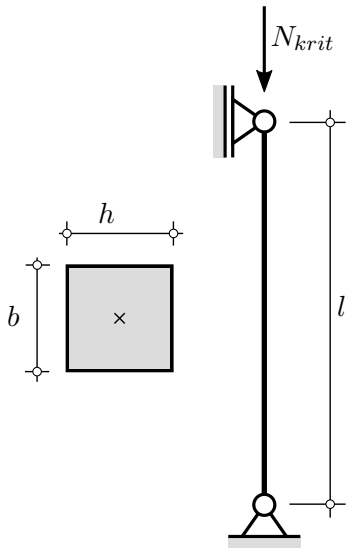


Abb. 3.6: Statische Systemskizze

Die Abmessungen beziehen sich auf das Mindestmaß von Stützen laut EN 1992-1-1.

$$A_c = b \cdot h = 20 \cdot 20 = 400 cm^2$$
$$I_c = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{20 \cdot 20^3}{12} = 13.333,3 cm^4$$

$$\sigma_{max} = f_{cd} = 10,0 kN/cm^2$$
$$\sigma_{krit} = \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda^2} \Rightarrow \lambda = \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E}{\sigma_{krit}}}$$
$$\lambda = \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot 5.000}{10,0}} = 70,25[-]$$
$$\lambda = l \cdot \sqrt{\frac{A_c}{I_c}} \Rightarrow l = \frac{\lambda}{\sqrt{\frac{A_c}{I_c}}}$$
$$l = \frac{70,25}{\sqrt{\frac{400}{13.333,3}}}$$
$$l_{Knick} = 405,58 cm \cong 4,06 m$$

Somit kommt es bei einer unbewehrten UHPC-Stütze mit den Mindestabmessungen nach EN 1992-1-1 bei einer Höhe von zirka 4,00 m zu einem Stabilitätsproblem. Dieser Wert kann als auf der sicheren Seite gelegen angesehen werden, da sich durch Einlegen einer Bewehrung die Steifigkeit verbessert. Ein Einsatz von schlanken UHPC-Stützen im Hochhausbau erscheint demnach aus dieser Perspektive zielführend.

3.3 Variantenvergleich von Stützen

3.3.1 Allgemein

Im folgenden Kapitel soll das Optimierungspotential von Stahlbetondruckgliedern durch den Einsatz von Hochleistungsmaterialien aufgezeigt werden. Aufbauend auf den oben ermittelten Grundlagen werden vier unterschiedliche Stützentypen miteinander verglichen. Als Vergleichsobjekt dient eine Stahlbetonstütze mit einer Festigkeit von C50/60 und einem Betonstahl B 550. Die Last wird als konstant angesehen und der Bewehrungsgrad bzw. die Abmessungen werden optimiert und substituiert.

3.3.2 Berechnungsannahmen und konstruktive Durchbildung nach [15]

Die konstruktive Regelung in EN 1992-1-1 definiert eine Stütze anhand der geometrischen Abmessungen. So muss die Abmessung h mindestens das Vierfache der kleineren Abmessung b betragen. Weiters definiert wird eine Mindestabmessung von 20 x 20 cm für eine Betonstütze. Um eine ausreichende Duktilität und ein plötzliches Versagen zu verhindern, dürfen Stützen nicht unbewehrt ausgeführt werden. Für die Ermittlung der Mindestbewehrungsfläche $A_{s,min}$ sieht EN 1992-1-1 zwei unterschiedliche Herangehensweisen vor. Dabei ist der größere Wert von Formel 3.23 maßgebend.

$$A_{s,min} = max \begin{cases} \dfrac{0,10 \cdot N_{Ed}}{f_{yd}} \\ 0,002 \cdot A_c \end{cases} \quad \text{mit} \tag{3.23}$$

N_{Ed} ... Bemessungswert der Normalkraft
f_{yd} ... Bemessungswert der Streckgrenze der Bewehrung
A_c ... Fläche der Betonkubaturen

Weiters wird auch eine Maximalbewehrung $A_{s,max}$ laut EN 1992-1-1 definiert. Diese Bewehrungsfläche ist abhängig von der Betonfläche und wird mit Hilfe von 3.24 ermittelt.

$$A_{s,max} = \begin{cases} 0,04 \cdot A_c \text{ ... außerhalb des Stoßbereiches} \\ 0,08 \cdot A_c \text{ ... im Stoßbereich} \end{cases} \tag{3.24}$$

Konstruktiv muss in polygonalen Flächen in jeder Ecke mindestens ein Stab liegen. In Kreisquerschnitten sind mindestens 4 Längsstäbe zu verlegen.
Die Querbewehrung für Stützen, meist Wendel, Bügel oder Schlaufen, hat mindestens ein Viertel des größten Stabdurchmessers der Stützenlängsbewehrung zu sein. Der Abstand der Querbewehrung darf den Wert von $s_{cl,tmax}$ nicht überschreiten.

$$s_{cl,tmax} = min \begin{cases} \text{das 20-Fache des kleinsten Stabdurchmessers der Längsbewehrung} \\ \text{der kleinsten Seitenlänge der Stütze} \\ 400 \text{ mm} \end{cases}$$

Theorie II. Ordnung:
Die Auswirkung von Th. II. O. müssen nur dann berücksichtigt werden, wenn sie die Stabilität des Bauwerks beträchtlich beeinflussen oder wenn aufgrund Th. II. O. ein Tragfähigkeitsverlust des Querschnittes eintritt.

Unter bestimmten Voraussetzungen und Einhaltung von Grenzwerten darf auf die Theorie II. Ordnung verzichtet werden. Ein Kriterium für die Vernachlässigung der Theorie II. Ordnung ist die Schlankheit λ eines Bauteils. Liegt dieser Wert unter dem Grenzwert λ_{lim}, können alle Nachweise nach Theorie I. Ordnung geführt werden. Für eine Berechnung von gedrückten Bauteilen nach Theorie II. Ordnung wird auf Kapitel 5.8 [14, S. 69] EN 1992-1-1 verwiesen. Für vorliegende Beispiele wird von zentrisch gedrückten Stäben ausgegangen, somit muss die Theorie II. Ordnung nicht berücksichtigt werden.

Zeitabhängiges Verhalten: Kriechen und Schwinden sind vorwiegend abhängig von der Umgebungstemperatur bzw. Umgebungsfeuchte, Kubaturen und Größe des Bauteils sowie von der Zusammensetzung des Betons. Kriechen ist weiters abhängig von der erstmaligen Belastung sowie von Kurz- oder Langzeitbelastungen. Die Kriechdehnung von Beton darf laut EN 1992-1-1 mit nachfolgender Formel berechnet werden:

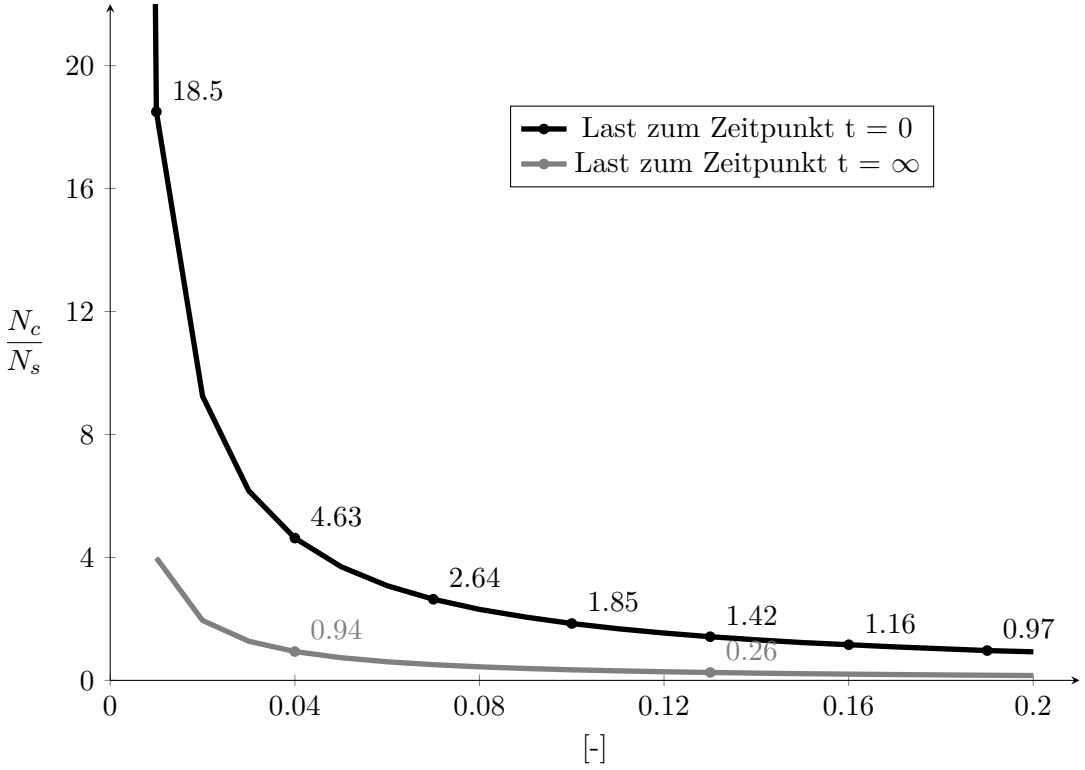
$$\varepsilon_{cc}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \cdot \frac{\sigma_c}{E_c} \tag{3.25}$$

mit:
$\varphi(\infty, t_0)$ ... Kriechzahl
σ_c ... konstante Druckspannung im Beton $\leqslant 0,45 \cdot f_{ck}(t_0)$
E_c ... Tangentenmodul $E_c = 1,05 \cdot E_{cm}$

Die Ermittlung der Kriechzahl für Normalbeton erfolgt anhand der Diagramme in Bild 3.1 von EN 1992-1-1. Für UHPC wird hingegen ein Kriechbeiwert von $\varphi = 0{,}8$ laut Betonkalender [8] angenommen, da sich gezeigt hat, dass hochfeste Betone viel geringere Kriechumlagerungen aufweisen.

3.3.2.1 Lastverteilung zum Zeitpunkt t = ∞

Wie im Kapitel 3.2 gezeigt, entsteht zwischen Beton und Bewehrung ein Gleichgewicht. Die Kraft im Beton bzw. Stahl ist abhängig von den Festigkeiten, vom E-Modul und dem Bewehrungsgrad. Durch Kriechumlagerungen ändert sich dieses Verhältnis. Das nachfolgende Diagramm zeigt das Verhältnis zwischen Kraft im Beton zu Kraft im Stahl in Abhängigkeit vom Bewehrungsgrad vor und nach Kriechumlagerungen. Durch die Kriechumlagerungen wird der Beton entlastet und der Stahl erfährt eine Druckvorspannung, was zu einer Erhöhung der Last in der Bewehrung führt. Durch dieses Materialverhalten kann der Bewehrungsstahl bis zur Fließgrenze ausgenutzt werden.
Das nachfolgende Diagramm 3.2 zeigt die Kraftumlagerung in einer Stütze mit der Betongüte C50/60 und Betonstahl B 550 in Abhängigkeit vom Bewehrungsgrad.



Dia. 3.2: Kraftumlagerung durch Kriechen von Beton C50/60 auf Betonstahl B 550

Alle weiteren hier vorgestellte Varianten sind analog zu 3.2 im Anhang unter A.1 dargestellt.

3.3.3 Stütze aus Beton C50/60 und Betonstahl B 550

Für das nachfolgende Beispiel wird angenommen, dass keine Knickgefahr vorherrscht. Weiters wird vorausgesetzt, dass die einwirkende Druckkraft zentrisch ohne jegliche Imperfektionen im Schwerpunkt wirkt. Die Dehnungen sind über dem gesamten Querschnitt gleichmäßig verteilt (siehe dazu Kapitel 3.2).

Gegeben:

- Material:
  - Beton: C50/60
  - Stahl: B 550 B
- Abmessung:
  - BxH = 1,00 m x 1,00 m
- Sicherheitsbeiwerte:
  - $\gamma_c = 1,50$
  - $\gamma_s = 1,15$

Gesucht: $A_{s,erf}$, $A_{c,Neu}$, $A_{s,Neu}$

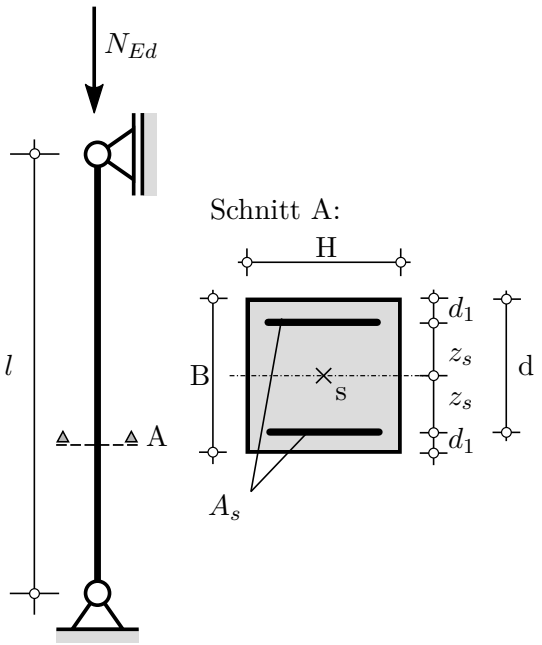


Abb. 3.7: Berechnung der erforderlichen Bewehrung

Mit Formel 3.24 laut EN 1992-1-1 zur Ermittlung der maximalen Bewehrung kann aufbauend auf dieser Erkenntnis die maximale aufnehmbare Kraft ermittelt werden.

$$\varepsilon_c = \varepsilon_s = 2,00‰$$
$$A_c = 1,0 \cdot 1,0 = 1,00m^2 = 10.000cm^2$$
$$A_{s,max} = 0,08 \cdot A_c = 800cm^2$$
$$A_{s,min} = 0,002 \cdot A_c = 20cm^2$$

Die Bewehrung wurde mit $A_s = 400\ cm^2$ gewählt. Damit ergibt sich ein Bewehrungsgrad von $\rho_l = \frac{A_s}{A_c} = 0{,}04$ [-]. Die E-Module wurden laut EN 1992-1-1 übernommen und betragen $E_{cm} = 37.000$ N/mm² für Beton und $E_s = 200.000$ N/mm² für Stahl. Somit kann das Verhältnis der Elastizitätsmodule mit $\alpha_E = \frac{E_s}{E_{cm}} = 5{,}405$ [-] angegeben werden. Um die maximal aufnehmbare Kraft zu ermitteln, ergeben sich die Bemessungsfestigkeiten mit:

$$\sigma_{sd} = E_s \cdot \varepsilon_s = 200.000 \cdot 0.002 = 400N/mm^2 \leqslant f_{yd} = \frac{550}{1,15} = 478,26N/mm^2$$
$$\sigma_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{50}{1,5} = 33,33N/mm^2$$

$$N_{Rd,max} = \sigma_{sd} \cdot A_s + \sigma_{cd} \cdot A_c = 40kN/cm^2 \cdot 400cm^2 + 3,33kN/cm^2 \cdot 10.000cm^2$$
$$N_{Rd,max} = \underline{49.333,33kN}$$

Für die weiteren Berechnungen wird davon ausgegangen, dass 60% der maximal aufnehmbaren Kraft als kriechwirksame Gebrauchslast auftritt. Somit ergibt sich eine Last von $N_{E,qs} = 0,6 \cdot N_{Rd,max} = 0,6 \cdot 49.333,33 = 29.600kN$. Die einwirkende Kraft $N_{E,qs}$ verteilt sich im Beton und im Stahl laut nachfolgenden Gleichungen (siehe dazu auch 3.2).

$$N_{c,qs} = \frac{N_{E,qs}}{1 + \alpha_E \cdot \rho_l} = \frac{29.600}{1 + 5,405 \cdot 0,04} = 24.338kN$$
$$N_{s,qs} = N_{Ed,qs} \cdot \frac{\alpha_E \cdot \rho_l}{1 + \alpha_E \cdot \rho_l} = 29.600 \cdot \frac{5,405 \cdot 0,04}{1 + 5,405 \cdot 0,04} = 5262kN$$

Aufgrund der Beschränkung der Dehnungen laut EN 1992-1-1 von 2,00 ‰ beginnt der Stahl nicht zu fließen ($\varepsilon_{FG} = \frac{f_{yd}}{Es} = \frac{478,26}{200.000} = 2,391‰$) und wäre somit unwirtschaftlich. Um in weiterer Folge den Stahl besser auszunutzen, wird durch Hilfe von Kriechumlagerungen ein neues Gleichgewicht ermittelt. Dabei wird ein Relaxationsbeiwert ρ_R wird mit 0,8 und die Kriechzahl φ mit 1,5 eingeführt. Durch die Berücksichtigung von ρ_R und φ ergibt sich eine Lastumlagerung ΔN_c zum Zeitpunkt t = ∞ von:

$$\Delta N_{c,qs} = -\frac{N_{E,qs} \cdot \varphi \cdot \alpha_E \cdot \rho_l}{(1 + \alpha_E \cdot \rho_l)} \cdot \frac{1}{1 + \alpha_E \cdot \rho_l \cdot (1 + \rho \cdot \varphi)}$$
$$\Delta N_{c,qs} = -\frac{29.600 \cdot 1 \cdot 5,405 \cdot 0,04}{1 + 5,405 \cdot 0,04} \cdot \frac{1}{1 + 5,405 \cdot 0,04 \cdot (1 + 0,04 \cdot 0,8)}$$
$$\Delta N_{c,qs} = -5349kN$$

Die ermittelte Last ΔN_c wandert vom Beton zum Stahl und ergibt ein neues Gleichgewicht im Druckglied. Dadurch wird der Beton entlastet und der Stahl belastet, somit entsteht eine Druckvorspannung im Stahl. Die Umlagerung zum Stahl und die Wiederbelastbarkeit des Betons ergeben sich mit:

$$\varepsilon_{c,1} = \frac{\Delta N_{c,qs}}{A_c \cdot E_{cm}} = \frac{-5349}{10.000 \cdot 3700} = -0,00014[-]$$
$$\varepsilon_{s,1} = \frac{\Delta N_{c,qs}}{A_s \cdot E_s} = \frac{-5349}{400 \cdot 20.000} = -0,00067[-]$$

Somit ergibt sich eine Druckstauchung von $\Delta\varepsilon = \varepsilon_{c,1} + \varepsilon_{s,1} = 0,14 + 0,67 = 0,81‰$. Durch die Stauchung nach EN 1992-1-1 von 2,00‰ und der Stauchung durch die Umlagerung ergibt sich eine neue Stauchung im Stahlglied von $\varepsilon_{Neu} = 2,81‰$. Infolge dieser Umlagerung kann im nächsten Schritt der Betonquerschnitt optimiert werden, wenn von einer konstanten Beanspruchung $N_{Ed} = N_{Rd,max}$ ausgegangen wird. Durch die Bedingung eines konstanten Bewehrungsgrades von 4% kommt es durch die Optimierung des Betonquerschnittes automatisch zu einer Anpassung der Bewehrungsfläche. Mit diesen neuem Querschnittsgeometrie kann der Berechnungsablauf erneut gestartet werden. Damit beginnt ein iterativer Prozess, der abgeschlossen ist, wenn in zwei aufeinander folgenden Iterationsschritten die Querschnittsoptimierung vernachlässigbar gering ist.

$$N_{Rd,max} = N_{Rd,max,neu} \Rightarrow 49.333 = f_{cd} \cdot A_c + E_s \cdot A_s \cdot Min(\varepsilon_{Neu}; \varepsilon_{FG})$$

Durch Anpassen der Betonfläche A_c ergibt sich mit dem bereits erwähnten Bewehrungsgrad ρ_l ein neues Gleichgewicht, das zu einer optimierten Querschnittsfläche des vorliegenden Beispiels führt. Die neue ermittelte Beton- und Stahlfläche ergibt sich somit zu:

$$A_{c,Neu} = 9403 cm^2$$
$$A_{s,Neu} = 376 cm^2$$

Die Einsparung der Betonfläche beträgt rund 600 cm^2, durch die Abhängigkeit des Bewehrungsgrades von 4% wird eine Bewehrungsfläche von 24 cm^2 eingespart. Die obige Berechnung und die dazugehörigen Iterationsschritte wurden mit Hilfe der Zielwertsuche im Excel durchgeführt (siehe Anhang B.1.1).

3.3.4 Stütze aus UHPC und Betonstahl B 550

Um die unterschiedlichen Stützentypen vergleichen zu können, wird die einwirkende Kraft von $N_{Ed,max} = 49.333,33 kN$ beibehalten und der Querschnitt dahingehend angepasst. Die Annahmen werden wie in Kapitel 3.3.3 (Referenzstütze C50/60 und B 550) übernommen.

Gegeben:

- Material:
  - Beton: UHPC
  - Stahl: B 550 B
- Abmessung:
  - BxH = 0,65 m x 0,65 m
- Sicherheitsbeiwerte:
  - $\gamma_c = 1,50$
  - $\gamma_s = 1,15$

Gesucht: $A_{s,erf}$, $A_{c,Neu}$, $A_{s,Neu}$

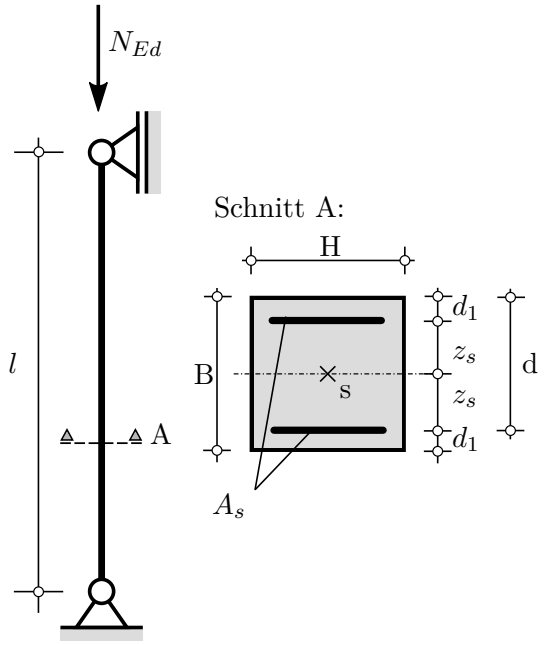


Abb. 3.8: Berechnung der erforderlichen Bewehrung

Die Bewehrungfläche wurde mit $A_s = 170$ cm^2 ermittelt, damit ergibt sich ein Bewehrungsgrad von $\rho_l = \frac{A_s}{A_c} = 0,04$ [-]. Das E-Modul für UHPC wurde aus der AFGC/SETRA-Richtlinie [2] übernommen und beträgt $E_{cm} = 50.000$ N/mm², der E-Modul für Bewehrungsstahl laut EN 1992-1-1 beträgt $E_s = 200.000$ N/mm². Somit kann das Verhältnis der Elastizitätsmodule mit $\alpha_E = \frac{E_s}{E_{cm}} = 4,00$ [-] angegeben werden.

Um die maximal aufnehmbare Kraft zu ermitteln, ergeben sich die Bemessungsfestigkeiten mit:

$$\sigma_{sd} = E_s \cdot \varepsilon_s = 200.000 \cdot 0.002 = 400N/mm^2 \leqslant f_{yd} = \frac{550}{1,15} = 478,26N/mm^2$$
$$\sigma_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{150}{1,5} = 100,00N/mm^2$$

$$N_{Ed,max} = \sigma_{sd} \cdot A_{s,max} + \sigma_{cd} \cdot A_c = 40kN/cm^2 \cdot 170cm^2 + 10kN/cm^2 \cdot 4253cm^2$$
$$N_{Rd,max} = \underline{49.333,33kN}$$

Für die weiteren Berechnungen wird auch wie in Kapitel 3.3.3 davon ausgegangen, dass 60% der maximalen aufnehmbaren Kraft kriechwirksam ist. Somit ergibt sich eine Last mit $N_{E,qs} = 0,6 \cdot N_{Rd,max} = 0,6 \cdot 49.333,33 = 29.600kN$. Die einwirkende Kraft $N_{E,qs}$ verteilt sich im Beton und im Stahl laut nachfolgenden Gleichungen:

$$N_{c,qs} = \frac{N_{E,qs}}{1 + \alpha_E \cdot \rho_l} = \frac{29.600}{1 + 4,00 \cdot 0,04} = 25.517$$
$$N_{s,qs} = N_{E,qs} \cdot \frac{\alpha_E \cdot \rho_l}{1 + \alpha_E \cdot \rho_l} = 29.600 \cdot \frac{4,00 \cdot 0,04}{1 + 4,00 \cdot 0,04} = 4083kN$$

Aufgrund der gleichen Problematik wie in Kapitel 3.3.3 beschrieben, wird mit Hilfe der Kriechumlagerungen eine neue Stahldehnung berechnet. Die Kriechzahl φ von UHPC wird auf 0,8 angepasst. Der Relaxationsbeiwert bleibt unverändert mit $\rho_R = 0,8$. Dadurch ergeben sich nachfolgende Werte:

$$\Delta N_{c,qs} = -\frac{N_{E,qs} \cdot \varphi \cdot \alpha_E \cdot \rho_l}{(1 + \alpha_E \cdot \rho_l)} \cdot \frac{1}{1 + \alpha_E \cdot \rho_l \cdot (1 + \rho \cdot \varphi)}$$
$$\Delta N_{c,qs} = -\frac{29.600 \cdot 1 \cdot 4,00 \cdot 0,04}{1 + 4,00 \cdot 0,04} \cdot \frac{1}{1 + 4,00 \cdot 0,04 \cdot (1 + 0,04 \cdot 0,8)}$$
$$\Delta N_{c,qs} = -2587kN$$

Wie auch im vorherigen Beispiel kommt es zu einer Kriechumlagerung. Dabei ergeben sich folgende Werte:

$$\varepsilon_{c,1} = \frac{\Delta N_{c,qs}}{A_c \cdot E_{cm}} = \frac{-2587}{10.000 \cdot 3700} = -0,00012[-]$$
$$\varepsilon_{s,1} = \frac{\Delta N_{c,qs}}{A_s \cdot E_s} = \frac{-2587}{400 \cdot 20.000} = -0,00076[-]$$

Somit ergibt sich eine Druckstauchung von $\Delta\varepsilon = \varepsilon_{c,1} + \varepsilon_{s,1} = 0,12 + 0,76 = 0,88‰$ und eine neue Stauchung in der Bewehrung von $\varepsilon_{Neu} = 2,88‰$. Auch hier kann eine Optimierung

des Querschnittes durchgeführt werden. Die neu ermittelte Beton- und Stahlfläche ergeben sich somit zu:

$$A_{c,Neu} = 4141 cm^2$$
$$A_{s,Neu} = 166 cm^2$$

Die Einsparung der Betonfläche beträgt 112 cm^2 und die Einsparung der Bewehrungsfläche 4 cm^2. Die obige Berechnung und die dazugehörigen Iterationsschritte wurden mit Hilfe der Zielwertsuche im Excel ermittelt (siehe Anhang B.1.1).

3.3.5 Stütze aus Beton C50/60 und SAS 670/800

Auch hier gelten die gleichen Voraussetzungen und Annahmen wie im Kapitel 3.3.3 und 3.3.4. Wie bereits erwähnt, darf der Bewehrungsgrad bei hochfestem Stahl SAS 670/800 bis auf 20% erhöht werden. Durch diese beträchtliche Steigerung gegenüber normaler Bewehrung von 8% im Stoßbereich, kann der Betonquerschnitt weiter optimiert werden.

Gegeben:

- Material:
  - Beton: C50/60
  - Stahl: SAS 670/800
- Abmessung:
  - BxH = 1,00 m x 1,00 m
- Sicherheitsbeiwerte:
  - $\gamma_c = 1,50$
  - $\gamma_s = 1,15$

Gesucht: $A_{c,Neu}$, $A_{s,Neu}$

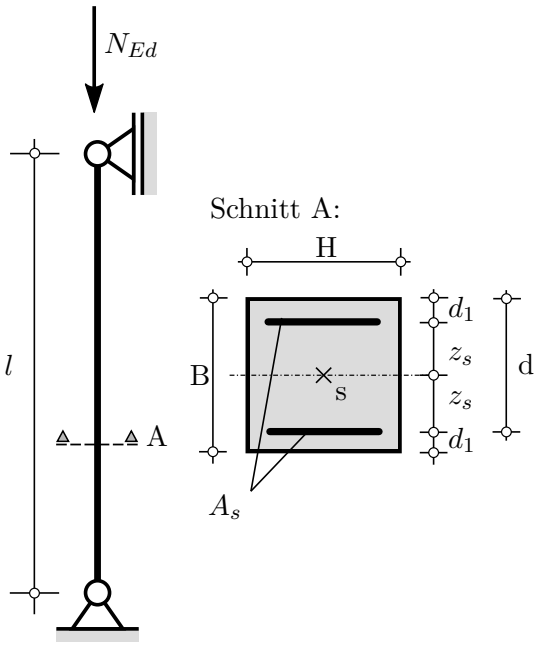


Abb. 3.9: Berechnung der erforderlichen Bewehrung

Die Bewehrung wurde mit $A_s = 400\ cm^2$ gewählt. Damit ergibt sich ein Bewehrungsgrad von $\rho_l = \frac{A_s}{A_c} = 0{,}04$ [-]. Die E-Module wurden laut EN 1992-1-1 übernommen und betragen $E_{cm} = 37.000$ N/mm² für Beton und $E_s = 200.000$ N/mm² für Stahl. Somit kann das

Verhältnis der Elastizitätsmodule mit $\alpha_E = \frac{E_s}{E_{cm}} = 5{,}405$ [-] angegeben werden. Um die maximal aufnehmbare Kraft zu ermitteln, ergeben sich die Bemessungsfestigkeiten mit:

$$\sigma_{sd} = E_s \cdot \varepsilon_s = 200.000 \cdot 0.002 = 400N/mm^2 \leqslant f_{yd} = \frac{670}{1,15} = 582,61N/mm^2$$
$$\sigma_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{50}{1,5} = 33,33N/mm^2$$

$$N_{Rd,max} = \sigma_{sd} \cdot A_s + \sigma_{cd} \cdot A_c = 40kN/cm^2 \cdot 400cm^2 + 3,33kN/cm^2 \cdot 10.000cm^2$$
$$N_{Rd,max} = \underline{49.333,33kN}$$

Die maximale aufnehmbare Kraft ohne Umlagerungen beträgt, wie in den vorherigen Beispielen $N_{E,qs} = 0,6 \cdot N_{Rd,max} = 0,6 \cdot 49.333,33 = 29.600kN$. Würde keine Umlagerung berechnet werden, wäre die Tragfähigkeit trotz der Verwendung des hochfesten Stahls gleich wie im Beispiel 3.3.3. Der Relaxationsbeiwert ρ_R beträgt 0,8 und die Kriechzahl φ wird wie auch in Beispiel 3.3.3 mit 1,5 angenommen. Aufgrund der gleichen Vorgehensweise wie in Kapitel 3.3.3, werden in weiterer Folge nur mehr Endergebnisse angegeben.

$$N_{c,qs} = 24.338kN$$
$$N_{s,qs} = 5262kN$$
$$\Delta N_{c,qs} = -5349kN$$
$$\Delta\varepsilon = 0,81‰$$

In den Optimierungsschritten zeigt sich der große Vorteil eines SAS 670/800 gegenüber einem herkömmlichen Bewehrungsstahl. Wie bereits Eingangs erwähnt, kann der Bewehrungsgrad auf 20% erhöht werden. Somit kommt es zu einer weiteren Optimierung des Querschnittes. Durch die Erhöhung des Bewehrungsgrades von 4% auf 20% und der erhöhten Fließdehnung von $\varepsilon_{FG} = \frac{f_{yd}}{Es} = \frac{582,61}{200.000} = 2,913‰$ wurden die nachfolgenden Werte ermittelt.

$$N_{c,qs} = 14.223kN$$
$$N_{s,qs} = 15.377kN$$
$$\Delta N_{c,qs} = -6827kN$$
$$\Delta\varepsilon = 1,08‰$$
$$\varepsilon_{Neu} = 3,08‰$$

Dabei gilt auch wie in den vorherigen Beispielen die nachfolgende Bedingung:

$$N_{Rd,max} = N_{Rd,max,neu} \Rightarrow 49.333 = f_{cd} \cdot A_c + E_s \cdot A_s \cdot Min(\varepsilon_{Neu}; \varepsilon_{FG})$$

Durch Anpassen der Betonfläche A_c und dem Bewehrungsgrad ρ_l auf 20% ergeben sich die nachfolgenden Werte:

$$A_{c,Neu} = 3292cm^2$$
$$A_{s,Neu} = 658cm^2$$

In Vergleich zu Beispiel 3.3.3 kann durch Verwendung von SAS 670/800 und dem erhöhten Bewehrungsgrad, die Betonfläche um 6111 cm^2 reduziert werden. Die Bewehrungsfläche erhöht sich jedoch um 282 cm^2. Die obige Berechnung und die dazugehörigen Iterationsschritte wurden mit Hilfe der Zielwertsuche im Excel durchgeführt (siehe Anhang B.1.1).

3.3.6 Stütze aus UHPC und SAS 670/800

Auch hier gelten die gleichen Voraussetzungen und Annahmen wie in den vorherigen Kapiteln. Die Querschnittsabmessungen wurden wie in 3.3.4 an die einwirkende Kraft von $N_{Ed,max} = 49.333,33kN$ angepasst.

Gegeben:

- Material:
  - Beton: UHPC
  - Stahl: SAS 670/800
- Abmessung:
  - BxH = 0,52 m x 0,52 m
- Sicherheitsbeiwerte:
  - $\gamma_c = 1,50$
  - $\gamma_s = 1,15$

Gesucht: $A_{c,Neu}$, $A_{s,Neu}$

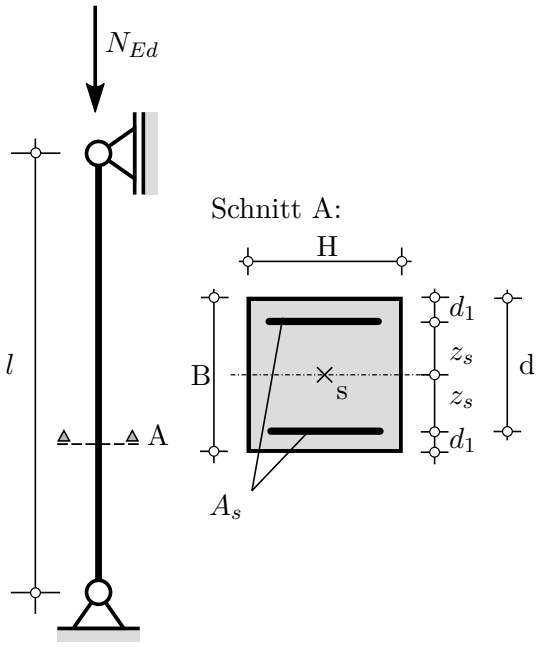


Abb. 3.10: Berechnung der erforderlichen Bewehrung

Die Bewehrungfläche wurde mit $A_s = 548$ cm^2 ermittelt, damit ergibt sich ein Bewehrungsgrad von $\rho_l = \frac{A_s}{A_c} = 0,20$ [-]. Der E-Modul für UHPC wurde aus der AFGC/SETRA-Richtlinie [2] übernommen und beträgt $E_{cm} = 50.000$ N/mm², der E-Modul für Bewehrungsstahl laut EN 1992-1-1 beträgt $E_s = 200.000$ N/mm². Somit kann das Verhältnis der Elastizitätsmodule mit $\alpha_E = \frac{E_s}{E_{cm}} = 4,00$ [-] angegeben werden.

Um die maximal aufnehmbare Kraft zu ermitteln, ergeben sich die Bemessungsfestigkeiten mit:

$$\sigma_{sd} = E_s \cdot \varepsilon_s = 200.000 \cdot 0.002 = 400N/mm^2 \leqslant f_{yd} = \frac{670}{1,15} = 582,61N/mm^2$$
$$\sigma_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{150}{1,5} = 100,00N/mm^2$$

$$N_{Ed,max} = \sigma_{sd} \cdot A_{s,max} + \sigma_{cd} \cdot A_c = 40kN/cm^2 \cdot 548cm^2 + 10kN/cm^2 \cdot 2704cm^2$$
$$N_{Rd,max} = \underline{49.333,33kN}$$

Die kriechwirksame Gebrauchslast beträgt, wie in den vorherigen Beispielen $N_{E,qs} = 0,6 \cdot N_{Rd,max} = 0,6 \cdot 49.333,33 = 29.600kN$. Der Relaxationsbeiwert ρ_R beträgt 0,8 und die Kriechzahl φ wird wie auch in Beispiel 3.3.6 mit 0,8 angenommen. Aufgrund der Ähnlichkeit der Rechenschritte mit den vorherigen Beispielen, werden in weiterer Folge nur mehr Endergebnisse angegeben.

$$N_{c,qs} = 16.444kN$$
$$N_{s,qs} = 13.156kN$$
$$\Delta N_{c,qs} = -4552kN$$
$$\Delta\varepsilon = 0,90‰$$
$$\varepsilon_{Neu} = 2,90‰$$

Die neue ermittelte Beton- und Stahlfläche ergeben sich somit zu:

$$A_{c,Neu} = 2286cm^2$$
$$A_{s,Neu} = 457cm^2$$

Die Einsparung der Betonfläche beträgt 445 cm^2 und die Einsparung der Bewehrungsfläche 91 cm^2. Die obige Berechnung und die dazugehörigen Iterationsschritte wurden mit Hilfe der Zielwertsuche im Excel durchgeführt (siehe Anhang B.1.1).

3.3.7 Vergleich der berechneten Stützen

3.3.7.1 Auswertung: Optimierte Querschnitte

Es wurden vier unterschiedliche Stützen-Varianten berechnet und optimiert. Die einwirkende Kraft $N_{Ed,max}$ wurde für alle Stützen konstant angenommen. Weiters wurde mit einer Betonfestigkeit von C50/60 und mit einer Kriechzahl von $\varphi = 1,5$ und bei UHPC mit einer Kriechzahl von $\varphi = 0,8$ gerechnet. Der Relaxationsbeiwert $\rho_R = 0,8$ ist für alle vier Varianten konstant. Weiters ist darauf hinzuweisen, dass in den obigen Beispielen alle Stützen bis zur maximalen Traglast beansprucht und für den höchsten Bewehrungsgrad optimiert wurden. In der nachfolgenden Tabelle 3.2 sind die Ergebnisse der einzelnen Varianten ausgewertet. Um das wirtschaftliche Potential der Querschnittsoptimierungen aufzuzeigen, wurde in weiterer Folge eine Kostenersparnis infolge der Materialreduktion errechnet. Dabei wurde für die Herstellungs-, Material- und Mietkosten Durchschnittswerte herangezogen. Die Werte sind daher sehr schwankungsanfällig und somit nur als Richtwerte zu verstehen, die individuell an geplante Ausführungsbeispiele anzupassen sind. Aufgrund der großen Materialeinsparungen und der dadurch gewonnenen Mehrfläche sind deutliche Kostenersparnisse bei Stützen aus Hochleistungsmaterialien gegenüber herkömmlichen Stützen möglich.

Tab. 3.2: Auswertung der vier Stützentypen

Stützen	C50/60 B 550	UHPC B 550	C50/60 SAS 670/800	UHPC SAS 670/800
Abmessung vor Umlagerung [cm]	100 x 100	65 x 65	100 x 100	52 x 52
Betonfläche vor Umlagerung [cm^2]	10000	4225	10000	2704
Bewehrungsfläche vor Umlagerung [cm^2]	400	170	400	170
Bewehrungsgrad [%]	4	4	20	20
Abmessung nach Umlagerung [cm]	97 x 97	64 x 64	57 x 57	47 x 47
Betonfläche nach Umlagerung [cm^2]	9403	4141	3292	2286
Bewehrungsfläche nach Umlagerung [cm^2]	376	166	658	457
Herstellungskosten[€/lfm]	420	535	324	385
Flächengewinn pro Stütze [m^2]	0	0,531	0,616	0,720
Gewicht [t/lfm]	2,21	0,98	0,80	0,53
Zusätzliche Mieteinnahmen [€/Jahr]	0	838	1366	1494
Gewichtersparnis [t/lfm]	0	1,23	1,41	1,68
Gesamtersparnis in [€]	0	723	1462	1529

Jede Stütze in Abbildung 3.11 kann eine Last von 49.333,33 kN übertragen. Ausgehend von der Referenzstütze in Grafik 1 wurden für die weiteren Querschnitte Optimierungsschritte durchgeführt. Vergleicht man die Referenzstütze mit der Stütze in Grafik 2, so kommt es trotz höherer Herstellungskosten zu einer Gesamtersparnis. Die Ersparnis resultiert aus den zusätzlichen Mieteinnahmen der gewonnenen Fläche. Auch die Herstellungskosten konnten für die Stützen in Grafik 3 und 4 reduziert werden. Die Kosteneinsparung ist trotz der höheren Materialkosten im Vergleich zur Referenzstütze auch hier auf die große

Flächenreduzierung zurückzuführen. Die größten Gesamtersparnisse können mit der Stütze 4 erzielt werden.

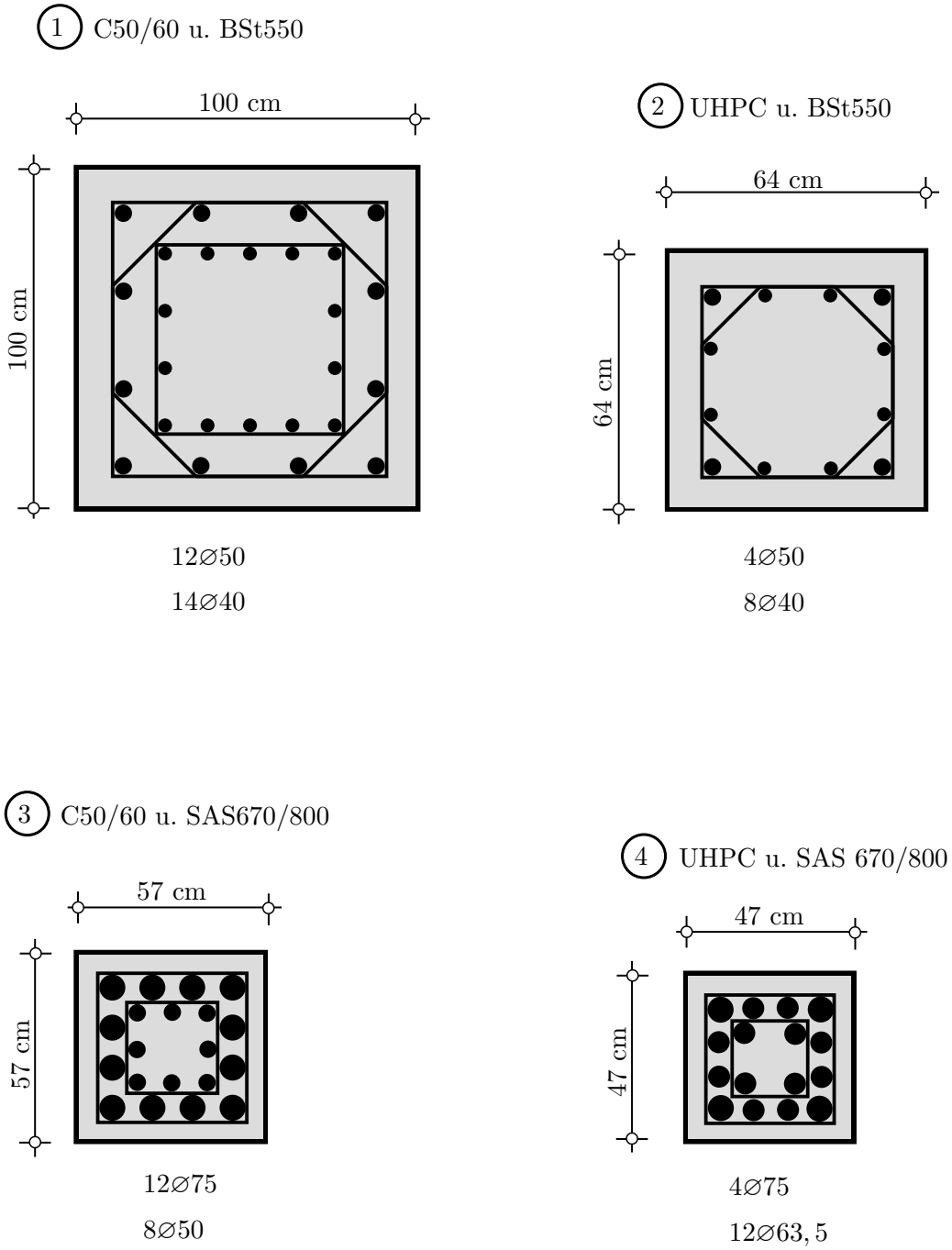


Abb. 3.11: Vergleich unterschiedlicher Stützentypen ($N_{Ed} = 49.333$ kN)

Kapitel 4

Kraftdurchleitung in Stützen-Deckenknoten

4.1 Stand der Technik

4.1.1 Allgemein

Die Durchleitung konzentrierter Lasten aus der Stütze durch die Decke stellt den Ingenieur vor Probleme. Die derzeit am häufigsten diskutierten Probleme sind komplizierte Bewehrungsführung, dreiaxiale Spannungszustände, Stützenaufweitungen, zusätzliche Einbauteile, etc. (siehe dazu [13]). Je nach Ausführungsvariante ergibt sich im Stützen-Deckenknoten ein komplexer Spannungszustand der nur sehr schwer mechanisch abbildbar ist. Aufgrund der Komplexität und der Anwendungshäufigkeit von Stützen-Deckensystemen im Hochbau ist dieses Thema immer wieder Gegenstand der Forschung. Einige in den letzten Jahrzehnten veröffentlichten Arbeiten sind in [13] zusammengefasst und erläutert. Dabei werden Vor- und Nachteile sowie die Ergebnisse von Deckenknoten beschrieben. In dem nachfolgenden Unterkapitel wird auf ausgewählte Forschungsberichte eingegangen und in weiterer Folge auf bestehende Literatur verwiesen.

4.1.2 Ausführungsmöglichkeiten von Stützen-Deckenknoten

Eine typische Ausführung von Stützendeckenknoten ist in Abb. 4.1 (1) für eine Ortbetonbauweise bzw. in 4.1 (2) für eine Fertigteilbauweise zu sehen. Im Regelfall wird die Stütze in höher festem Beton als die Flachdecke ausgeführt. Dadurch kann es vor allem bei großen Festigkeitsunterschieden zu einem Versagen des Flachdeckenbetons kommen.

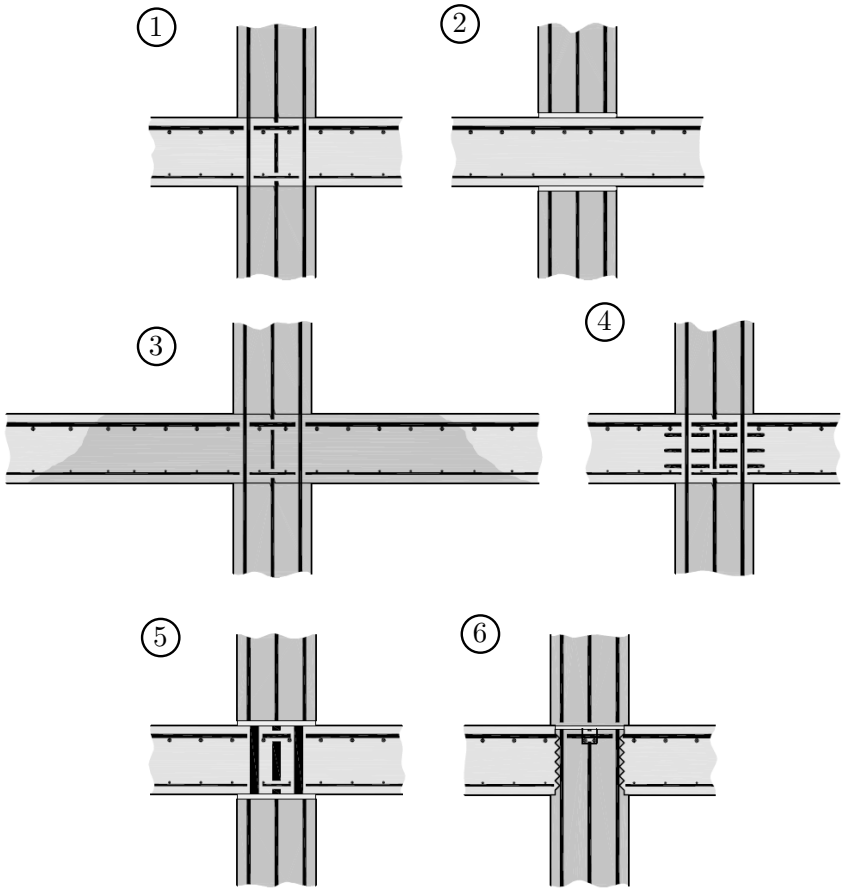


Abb. 4.1: Unterschiedliche Deckenknoten Varianten adaptiert von [10]

Es existieren mehrere Möglichkeiten die Tragfähigkeit des Deckenknoten zu erhöhen. Dabei kann man zwischen der Erhöhung der Flachdeckendruckfestigkeit wie in 4.1 (3) und (4) abgebildet oder durch der Kraftdurchleitung mithilfe von Einbauteilen wie in 4.1 (5) und (6) dargestellt unterscheiden. In 4.1 (3) wird durch lokalen Einsatz von hochfestem Beton die Tragfähigkeit erhöht, in 4.1 (4) hingegen wird eine Umschnürrungsbewehrung im Deckenknoten eingelegt und somit ein mehraxialer Spannungszustand erzeugt, der sich günstig auf das Tragverhalten auswirkt. Abbildung 4.1 (5) zeigt die Verstärkung mittels Stahleinbauteil bzw. in 4.1 (6) mit Betoneinbauteil.

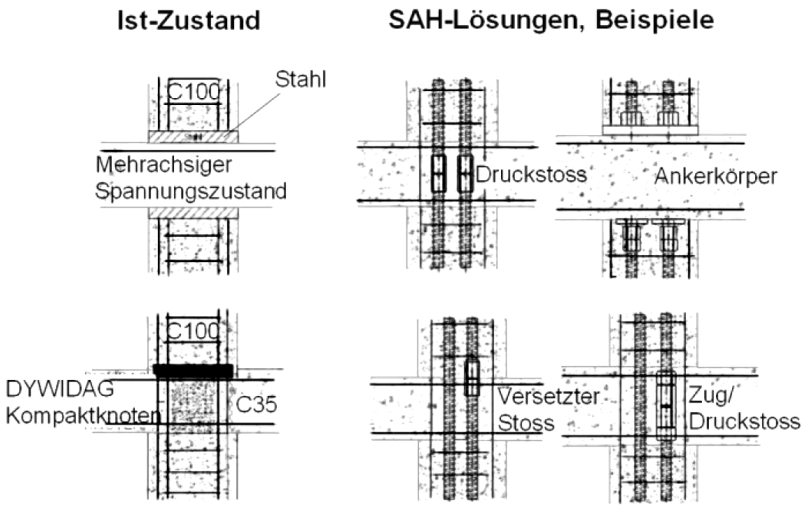


Abb. 4.2: Deckenknotendetails mit hochfester Stahlbetonbewehrung (SAS 670/800) [7]

Die in Abb. 4.2 dargestellten Stützen-Deckenknoten können als Weiterentwicklung der Deckenknoten aus 4.4 und 4.1 verstanden werden. Dabei werden spezielle Lösungen für die Verwendung von SAS 670/800 dargestellt.

4.2 Stand der Normung

Im Gegensatz zu Europa gibt es für Australien, Kanada und USA eine normative Regelung von Deckenknoten im Hochbau. In allen drei Ländern werden unterschiedliche Bemessungskonzepte verwendet. Die europäische Normung ist hinsichtlich von Stützen-Deckenknoten noch sehr zurückhaltend und verweist auf die EN 1992-1-1 Kapitel 6.7 Teilflächenbelastung [14]. Alle Bemessungsansätze sind aufgrund von teilweise nicht berücksichtigten Faktoren wie zum Beispiel Deckenbelastung, h/c-Verhältnis [1] oder dreiaxiale Festigkeit von Beton kritisch zu hinterfragen.

4.2.1 US-Amerikanische Norm: ACI 318-14 [1]

Im Kapitel *Übertragung der axialen Stützenlast durch die Decke*[2] werden, sobald die Betonfestigkeit der Stütze $f'_{c,c}$ das 1,4-Fache der Betonfestigkeit der Decke übersteigt, drei Bemessungsvarianten vorgeschlagen.

- Die erste Variante ist eine rein konstruktive Ausbildung des Deckenknotens. Wenn im Deckenbereich statt der niedrigeren Deckenbetonfestigkeit die gleiche Betonfestigkeit der Stütze verwendet wird, sind keine weiteren Nachweise erforderlich. Der höherwertige Stützenbeton muss mindestens 2ft, also etwa 60 cm breiter als die Stütze sein und die gleiche Stärke wie die Decke aufweisen.

[1] Deckendicke zu Stützenbreite
[2] Im Original: Transfer of column axial force through the floor system

- In der zweiten Variante wird vorgeschlagen, die Bemessung mit der niedrigeren Deckenfestigkeit durchzuführen und im Deckenanschlussbereich je nach Erfordernis eine Verstärkung mit vertikalen Dübeln und Spiralen vorzunehmen.
- Als letzte Variante wird ein Verhältniswert für die Festigkeit der Betondecke definiert. Dabei werden 75% der Stützenfestigkeit mit 35% der Deckenfestigkeit addiert und als neue effektive Festigkeit für die Decke angegeben. Dieser Wert darf die Stützenfestigkeit und die 2,5-fache Deckenfestigkeit nicht übersteigen.

$$f'_{c,eff} = 0,75 \cdot f'_{c,c} + 0,35 \cdot f'_{c,s} \begin{cases} f'_{c,c} \\ 2,5 \cdot f'_{c,s} \end{cases}$$

$f'_{c,eff}$ ... Effektive Betondruckfestigkeit der Decke
$f'_{c,c}$ ... Betondruckfestigkeit der Stütze (Column)
$f'_{c,s}$ ... Betondruckfestigkeit der Decke (Slab)

Für die Deckenknotenbemessung in ACI 318-11 [1] wurden die Versuche an unbelasteten Decken durchgeführt. Anzumerken ist daher, dass die Rechenansätze im ACI in manchen Fällen auf der unsicheren Seite liegen.

4.2.2 Kanadische Norm: CAN/CSA-A23.3-04 [4]

Im Kapitel *Stützen - Übertragung von Kräften durch die Decke*[3] gibt die kanadische Norm ähnlich der US-amerikanischen Norm Varianten für die Bemessung bzw. Herstellung von Stützen-Deckenknoten an.

- Für die konstruktive Ausführung muss der Stützenbeton mindestens 500 mm in die Decke eingebracht werden, damit ein guter Verbund zwischen Decken- und Stützenbeton hergestellt wird.
- Die kanadische Norm gibt ähnlich wie die amerikanische Norm eine effektive Festigkeit f'_{ce} an. Diese setzt sich zusammen aus 105% der Deckenfestigkeit und 25% der Stützenfestigkeit. Die nachfolgende Formel gilt für Innenstützen:

$$f'_{ce} = 1,05 \cdot f'_{cs} + 0,25 \cdot f'_{cc} \leqslant f'_{cc}$$

f'_{ce} ... Effektive Betondruckfestigkeit der Decke
f'_{cc} ... Betondruckfestigkeit der Stütze (Column)
f'_{cs} ... Betondruckfestigkeit der Decke (Slab)

Weiters wird noch unterschieden zwischen Rand- und Eckstützen. Die effektive Festigkeit für Randstützen wird mit $f'_{ce} = 1,4 \cdot f'_{cs} \leqslant f'_{cc}$ und für Eckstützen $f'_{ce} = \cdot f'_{cs}$ begrenzt.

[3] Im Original: Columns — Transmission of loads through floor system

4.2.3 Australische Norm: AS 3600:2017 [6]

Das Kapitel *Übertragung der axialen Stützenlast durch die Decke*[4] gibt einen Bemessungsvorschlag für Stützen-Deckenknoten in Australien vor. Wie die kanadische und US-amerikanische Norm gibt auch die australische Norm eine konstruktiven Ausführung vor.

- Wenn die Deckenfestigkeit gleich oder mindestens 75 % der Stützenfestigkeit ist, und die Längsbewehrung kontinuierlich durch den Anschluss verläuft, wird eine unbedenkliche Kraftübertragung durch den Deckenknoten vorausgesetzt.
- Wenn die Deckenfestigkeit kleiner als 75% der Stützenfestigkeit ist muss eine effektive Deckenfestigkeit f'_{ce} berechnet werden.
  - Für Innenstützen:

    $$f'_{ce} = \left[1,33 - \frac{0,33}{h/D_c}\right] \cdot f'_{cs} + \frac{0,25}{h/D_c \cdot f'_{cc}} \; min(f'_{cc}; 1,33 \cdot f'_{cs}) \leqslant f'_{ce} \leqslant min(f'_{cc}; 2,5 \cdot f'_{cs})$$

  - Für Randstützen:

    $$f'_{ce} = \left[1,10 - \frac{0,30}{h/D_c}\right] \cdot f'_{cs} + \frac{0,2}{h/D_c \cdot f'_{cc}} \; min(f'_{cc}; 1,33 \cdot f'_{cs}) \leqslant f'_{ce} \leqslant min(f'_{cc}; 2,0 \cdot f'_{cs})$$

    Das Verhältnis h/D_c sollte nicht kleiner als 0,33 sein.
  - Für Eckstützen:

    $$f'_{ce} = 1,33 \cdot f'_{cs} \leqslant f'_{cc}$$

f'_{ce} ... Effektive Betondruckfestigkeit der Decke
f'_{cc} ... Betondruckfestigkeit der Stütze (Column)
f'_{cs} ... Betondruckfestigkeit der Decke (Slab)
h ... Deckenstärke
D_c ... kleine Stützenabmessung

Die australische Norm berücksichtigt im Gegensatz zur kanadischen und US-amerikanischen Norm das Verhältnis der Decken- und Stützenstärke. Weiters werden auch Minimal- und Maximal-Werte angegeben. Abb. 4.3 zeigt die unterschiedlichen Ansätze für die Bemessung von Stützen-Deckenknoten.

[4] Im Original: TRANSMISSION OF AXIAL FORCE THROUGH FLOOR SYSTEMS

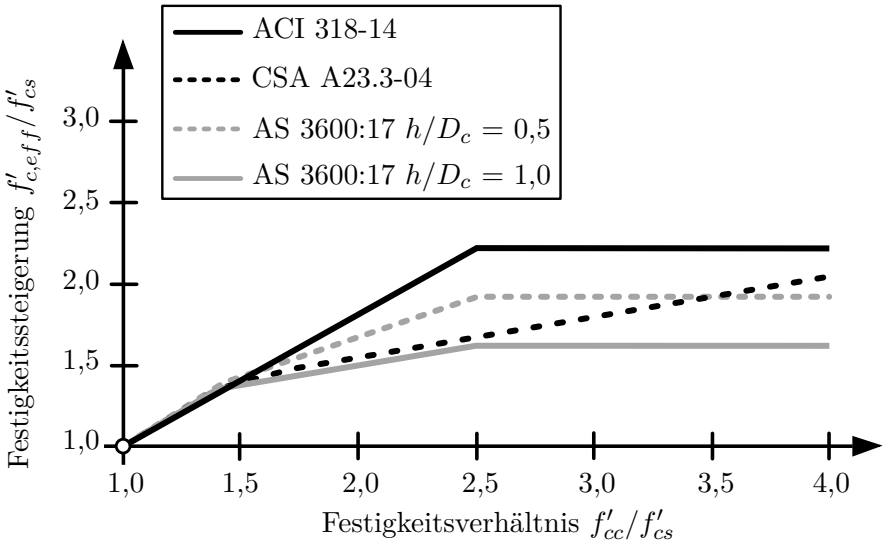


Abb. 4.3: Unterschiedliche Ansätze von Stützendeckenknoten adaptiert von [13]

4.2.4 Vorschlag für die Bemessung der Deckenknoten mit Stützen aus hochfestem Beton [18]

Im EN 1992-1-1 gibt es derzeit keine Regelung von Deckenknotensystemen mit Stützen aus hochfestem Beton und Decken mit Normalbeton. Im Artikel [18] wurde ein Bemessungskonzept entwickelt welches nachfolgend vorgestellt wird. Aufgrund des Verhaltens der Lastdurchleitung von Deckenknoten gibt [18] zwei unterschiedliche Knotentypen an (siehe dazu Abb. 4.4).

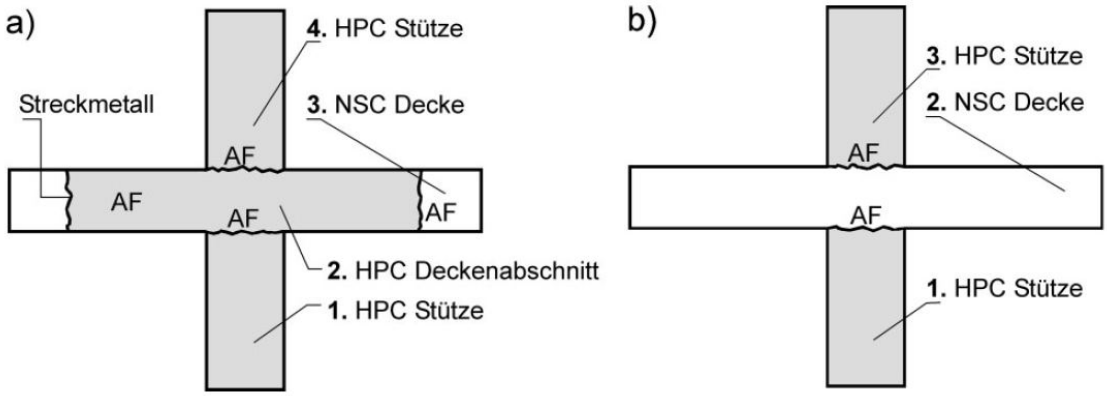


Abb. 4.4: Deckenknotentypen laut [18]

Der in Abb. 4.4 a) dargestellte Deckenknoten wird im Deckenbereich mit einer Festigkeit äquivalent zur Stütze verstärkt. In Abb. 4.4 b) hingegen kommt Normal-Beton im Deckenbereich zum Einsatz.

Im Zuge des Projektes wurden zahlreiche Untersuchungen durchgeführt. Dabei konnte eine Umschnürung an dem normalfesten Deckenbeton an der Behinderung der Querdehnung festgestellt werden. Weiters zeigte sich bei einer Steigerung des Bewehrungsgrades ein besserer Umschnürungseffekt. An den durchgeführten Versuchen ist zu erkennen, dass der

Beton im Knotenbereich duktil versagt und im Stützenbereich ein schlagartiges Versagen eintritt.

An Hand der ausgewerteten Ergebnisse wurde aufbauend auf dem ACI 318-02 und dem CSA A23.3-94 ein Bemessungsvorschlag für Deckenknoten erstellt. Das vorgeschlagene Bemessungsverfahren beruht auf den durchgeführten Versuchen und wurde empirisch ermittelt.

Dabei gehen folgende Kriterien in die Bemessung des Deckenknotens ein:

- die Decke darf nicht unbelastet sein
- die Zugdehnung der Bewehrung in der Decke muss größer als $2,00‰$ sein
- das Verhältnis der Plattendicke h zur Stützenbreite c muss zwischen 0,25 und 1,25 liegen
- das Verhältnis der Festigkeiten von der Stütze und Decke muss größer 1,4 und kleiner 4 sein

$$f_{ck,eff} = 0,25 \cdot f_{ck,Stütze} + 0,55 \left(\frac{\rho + 4,0}{\frac{h}{c} + 1,5} \right) \cdot f_{ck,Decke} \leqslant f_{ck,Stütze} \tag{4.1}$$

$0,25 \leqslant h/c \leqslant 1,25$	das Verhältnis der Plattendicke h zur Stützenbreite c
$0,5 \leqslant \rho \leqslant 2,0$	Bewehrungsgrad der Decke
$1,4 \leqslant \frac{f_{ck,Stütze}}{f_{ck,Decke}} \leqslant 4$	Verhältnis der Druckfestigkeit

Die Formel 4.1 zur Berechnung der effektiven Festigkeit eines Deckenknotens ist ein auf der sicheren Seite liegender empirischer Ansatz.
Dieser Ansatz liegt auf der sicheren Seite. Für exakte Ergebnisse wird auf eine nichtlineare FE-Analyse verwiesen.

4.3 Patent TU-Wien

Der derzeitige Hochhausbau wird überwiegend von der Stahlbetonbauweise dominiert. Um die Wirtschaftlichkeit des Stahlbetonbaus zu steigern, werden Betonfertigteile an den Hochhausmakrt angepasst. Dabei ist der Hochhausbau aufgrund der hohen Wiederkehrrate ideal für Fertigteilelemente.
In den vorigen Abschnitten dieser Arbeit wurde Überlegungen zum Einsatz von Hochleistungsmaterialien zur Ausbildung von schlanken Druckgliedern im Hochhausbau angestellt. Dabei hat sich gezeigt, dass diese wirtschaftlich eingesetzt werden können. Durch die schlanke Ausführung verschärft sich die Kraftdurchleitung durch den Stützen-Deckenknoten zunehmend.
Durch Verwendung von hochfesten Stahl SAS 670/800 und der Berücksichtigung von Kriechumlagerungen sind Stahldehnungen bis zur Fließgrenze möglich. Aus wirtschaftlichen Gründen werden Stahlbetondecken im Vergleich zu den Stützen im Hochhausbau mit geringerer Betonfestigkeit hergestellt. Somit kommt es im Stützen-Deckenknoten

zu unterschiedlichen Festigkeiten, die zusätzlich berücksichtigt werden müssen. Deshalb wurde von der TU Wien ein Patent entwickelt, welches in Abb. 4.5 (2) ersichtlich ist. Gegenüber einem herkömmlichen Stahlbeton-Deckenknoten wird die schlanke Stütze aus Hochleistungsmaterialien an der Unter- und Oberseite aufgeweitet, um eine Homogenisierung der Spannung bzw. eine Spannungsreduktion zu erzielen. Diese Ausführung ist eine eigenständige Variante zu den in Abb. 4.3 bereits vorgestellten Varianten. Zusätzlich ergibt sich aufgrund der Aufweitung am oberen Ende eine Verbesserung der Durchstanztragfähigkeit die bei schlanken Betonstützen besonders stark ausgeprägt ist. Für die in Kapitel 5 durchgeführten FE-Analysen wurde ein Stützen-Deckenknoten wie in Abb. 4.5 (1) und (2) gewählt.

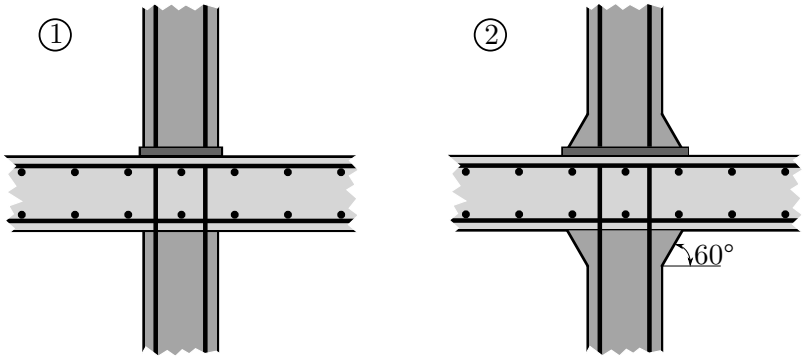


Abb. 4.5: Analysierter Patententwurf von Stützen-Deckenknoten

4.3.1 Zielsetzung des Patentes

Ziel ist es, aufbauend auf dem eingereichten Patent eine ideale Form der Kraftdurchleitung zu entwickeln, die gleichzeitig die Montagegeschwindigkeit verbessert, die Wirtschaftlichkeit erhöht und den Ressourcenverbrauch reduziert. Weiters soll anhand experimenteller Untersuchungen und numerischer Simulationen ein mechanisches Rechenverfahren entwickelt werden, welches als Basis einer europäischen technischen Zulassung dient.

Kapitel 5

Finite-Elemente-Analyse eines Stützen-Deckenknotens mit Hilfe des numerischen Rechenprogramms ATENA

5.1 Allgemein

Aufbauend auf den vorherigen Kapiteln wird mit Hilfe des FE-Programmes ATENA-3D eine numerische Untersuchung eines Stahlbetondeckenknotens durchgeführt. Um die ermittelten Ergebnisse vergleichen zu können, wurde eine Referenzstütze modelliert. Die Stütze dient als Vergleichswert für die weiterführenden Untersuchungen. Ausgehend von der Referenzstütze wurden im ersten Schritt die konventionellen Materialien durch Hochleistungsmaterialien ersetzt. Der Bewehrungsgrad wurde entsprechend der ETAG-Zulassung [3] erhöht um mögliche Tragsteigerungen daraus zu berechnen. In den folgenden Schritten wird die Stütze in der Modellierung entsprechend dem TU Wien Patent an der Ober- und Unterseite aufgeweitet und der vorherigen Varianten gegenübergestellt. In der nachfolgenden Tabelle 5.1 sind die unterschiedlichen Varianten aufgelistet.

Tab. 5.1: Stützentypen

Stützentypen	Beton	Bewehrung	Stützenausweitung	Bewehrungsgrad
Referenzstütze	C50/60	B 550	ohne	4%
Stütze 01	C50/60	SAS 670/800	ohne	20%
Stütze 02	UHPC	SAS 670/800	ohne	20%
Stütze 03	C50/60	SAS 670/800	mit	20%
Stütze 04	UHPC	SAS 670/800	mit	20%

Das geometrische Verhältnis von Deckenstärke zu Stützenbreite beträgt für alle Stützen h/d = 1. Somit können die einzelnen Varianten besser miteinander verglichen werden.

5.2 Modellbildung und Berechnung

Die Modellbildung in 3D erfolgt mit Hilfe des Programmes GiD 10.0.9[1]. Anschließend wurde das Modell in ATENA Studio 5.6.0[2] importiert und berechnet. Für die Berechnung wurde das Newton-Raphson-Verfahren verwendet.

[1] GiD + Atena - Static 2D und 3D Interface internal version
[2] ATENA 64 bit Version 5.6.0 Build 15857 | Cervenka Consulting

Die entsprechenden Materialgesetze (siehe in Kapitel 2.2) wurden im Programm eingearbeitet. Für die Referenzstütze wurde eine Betongüte C50/60 und Bewehrung B 550 verwendet (siehe Tabelle 5.1). Für alle weiteren Varianten kam SAS 670/800 und UHPC zur Anwendung. Die Betongüte der Decke wurde für alle Varianten gleich mit C30/37 angenommen. Die Modellierung des Deckenknotens erfolgt entsprechend Abb. 4.5. Am unteren Ende der Stütze wurde eine Stahlplatte mit drei Zentimeter Dicke angeordnet, an die die Stützenbewehrung anschließt. Am oberen Ende der Stütze hingegen wird die Bewehrung in den Stützen-Deckenknoten geführt (siehe Abb. 4.5). Um eine gleichmäßige Lasteinleitung zu gewährleisten, wurde an den freien Stützenenden eine zehn Zentimeter dicke Stahlplatte mit einer quasi unendlich hohen Steifigkeit angeordnet. Um ein realistisches Tragverhalten zu modellieren, wurde in allen Varianten die Decke vorab mit 80 kN/m^2 (wodurch ein Biegemoment auf Gebrauchslastniveau am Stützenanschluss entsteht) und die Stütze mit 100 kN vorbelastet. Nach Aufbringung der Vorbelastung wurden mittels einer weggesteuerten Verformung (von 0,0001 je Lastschritt) die Stützen bis zum Versagen belastet. Dabei kam es je nach Stützenvariante zu unterschiedlichen Versagensarten.

5.2.1 Materialien

Die Tabellen 5.2 bis 5.8 zeigen die für den Variantenvergleich verwendeten Materialparameter. Genormte Materialien wie Beton C50/60 und B 550 wurden entsprechend der normativen Regelung abgebildet. Alle weiteren Materialien wurden nach dem Stand der Technik modelliert. In den Berechnungen wurde auf das zeitabhängige Materialverhalten von Beton verzichtet. Für detaillierte Angaben zu den Effekten und Materialien wird auf [5] verwiesen.

Tab. 5.2: Materialparameter für C50/60

Stützenbeton: C50/60			
Materialparameter	Abkürzung	Verwendete Werte	Einheiten
Materialtyp	-	CC3DNonLinCementitious2	-
Elastizitätsmodul	E	37.000	N/mm^2
Querdehnzahl	ν	0,2	-
Zugfestigkeit	f_t	4,1	N/mm^2
Druckfestigkeit	f_c	58	N/mm^2

Tab. 5.3: Materialparameter für C30/37

Deckenbeton: C30/37			
Materialparameter	Abkürzung	Verwendete Werte	Einheiten
Materialtyp	-	CC3DNonLinCementitious2	-
Elastizitätsmodul	E	32.000	N/mm^2
Querdehnzahl	ν	0,2	-
Zugfestigkeit	f_t	2,9	N/mm^2
Druckfestigkeit	f_c	38	N/mm^2

Tab. 5.4: Materialparameter für UHPC

Stützenbeton: UHPC			
Materialparameter	Abkürzung	Verwendete Werte	Einheiten
Materialtyp	-	CC3DNonLinCementitious2User	-
Elastizitätsmodul	E	50.000	N/mm^2
Querdehnzahl	ν	0,2	-
Zugfestigkeit	f_t	9,0	N/mm^2
Druckfestigkeit	f_c	150	N/mm^2

Tab. 5.5: Materialparameter Stahlplatte

Stahlplatte S235 JR			
Materialparameter	Abkürzung	Verwendete Werte	Einheiten
Materialtyp	-	CC3DBiLinearSteelVonMises	-
Elastizitätsmodul	E	200.000	N/mm^2
Querdehnzahl	ν	0,3	-
Streckgrenze	f_y	235	N/mm^2

Tab. 5.6: Materialparameter für B 550 B

Bewehrung: B 550 B (Stütze und Decke)			
Materialparameter	Abkürzung	Verwendete Werte	Einheiten
Materialtyp	-	CCReinforcement	-
Elastizitätsmodul	E	200.000	N/mm^2
Rohdichte	ρ	7850	kg/m^3
Streckgrenze	f_y	550	N/mm^2

Tab. 5.7: Materialparameter für SAS670/800

Stützenbewehrung SAS 670/800			
Materialparameter	Abkürzung	Verwendete Werte	Einheiten
Materialtyp	-	CCReinforcement	-
Elastizitätsmodul	E	200.000	N/mm^2
Rohdichte	ρ	7850	kg/m^3
Streckgrenze	f_y	670	N/mm^2

Tab. 5.8: Materialparameter für Lasteinleitungs- und Auflagerplatte

Lasteinleitungs- und Auflagerplatte			
Materialparameter	Abkürzung	Verwendete Werte	Einheiten
Materialtyp	-	CC3DElastIsotropic	-
Elastizitätsmodul	E	$2 \cdot 10^{10}$	N/mm^2
Querdehnzahl	ρ	0,3	-

5.2.2 Geometrische Randbedingungen

Es wurden zwei geometrisch unterschiedliche Varianten miteinander verglichen. Abbildung 5.1 zeigt jene Variante, welche im Deckenbereich keine Aufweitung besitzt. Im Modell zwei (siehe Abb. 5.2) hingegen wurde für die obere sowie auch für die untere Stütze eine 18 cm hohe und 40 cm breite Aufweitung im Deckenbereich konzipiert. Durch die Aufweitung im Deckenbereich ergibt sich ein Winkel von 60°, der äquivalent zum Lastausbreitungswinkel im Beton ist. Mittels der Aufweitung sollen die Lasten in der hochfestem Stütze besser durch die normalfeste Decke geleitet werden.

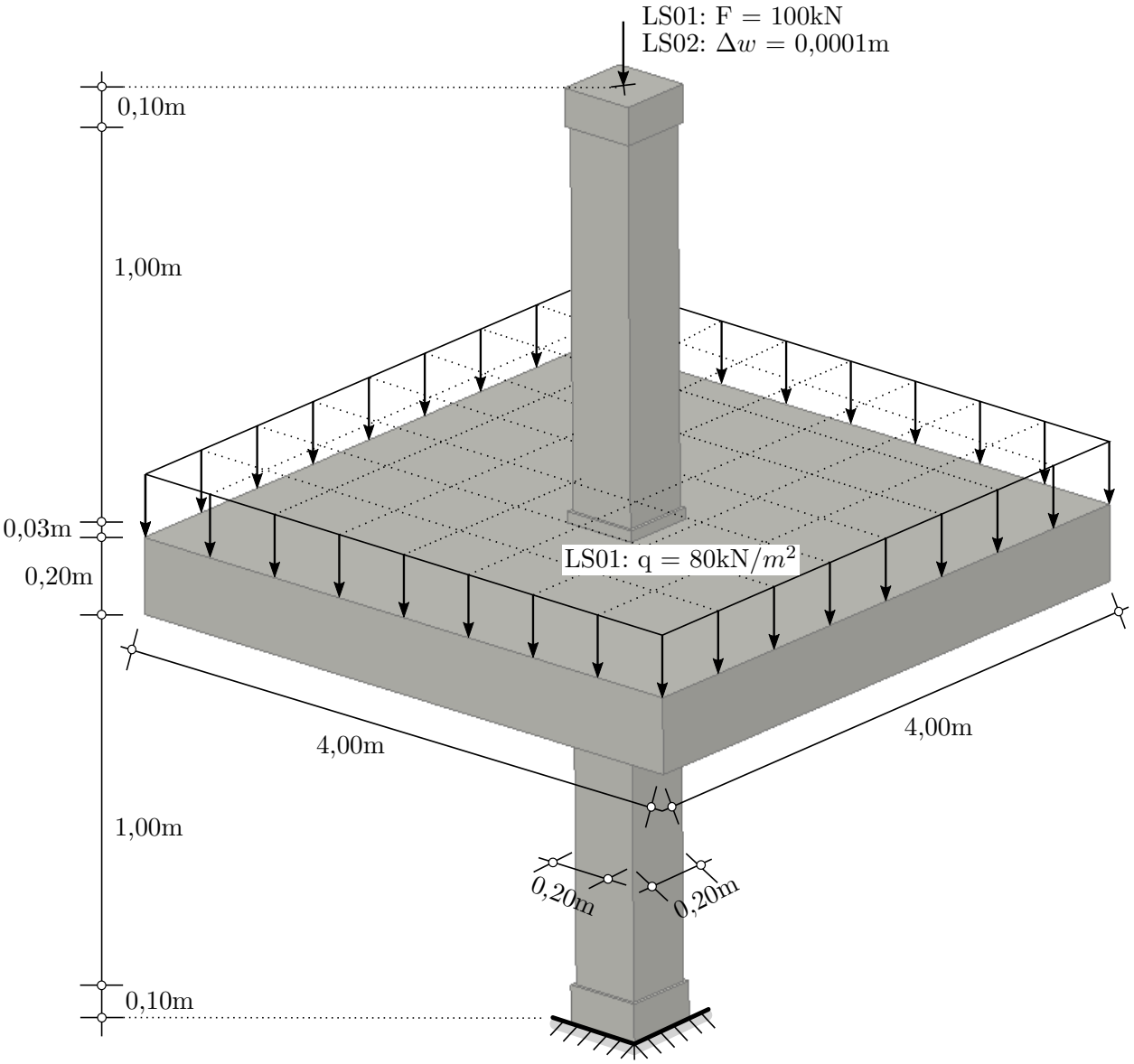


Abb. 5.1: Atena - Modell ohne Aufweitung

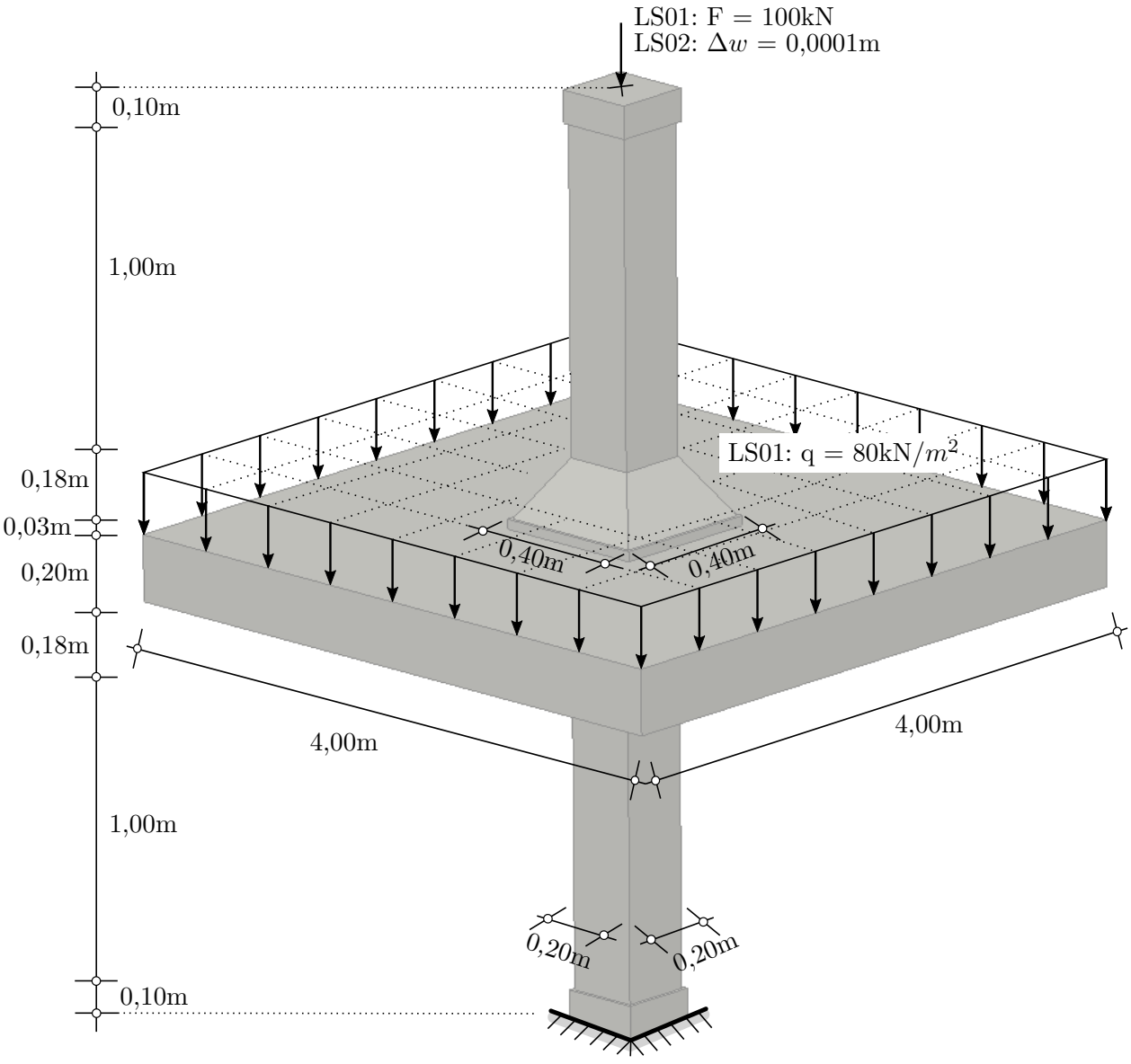


Abb. 5.2: Atena - Modell mit Aufweitung

Die Bewehrung wurde für beide Stützen-Deckenknoten gleich gewählt und ist in der nachfolgenden Abbildung 5.3 ersichtlich.

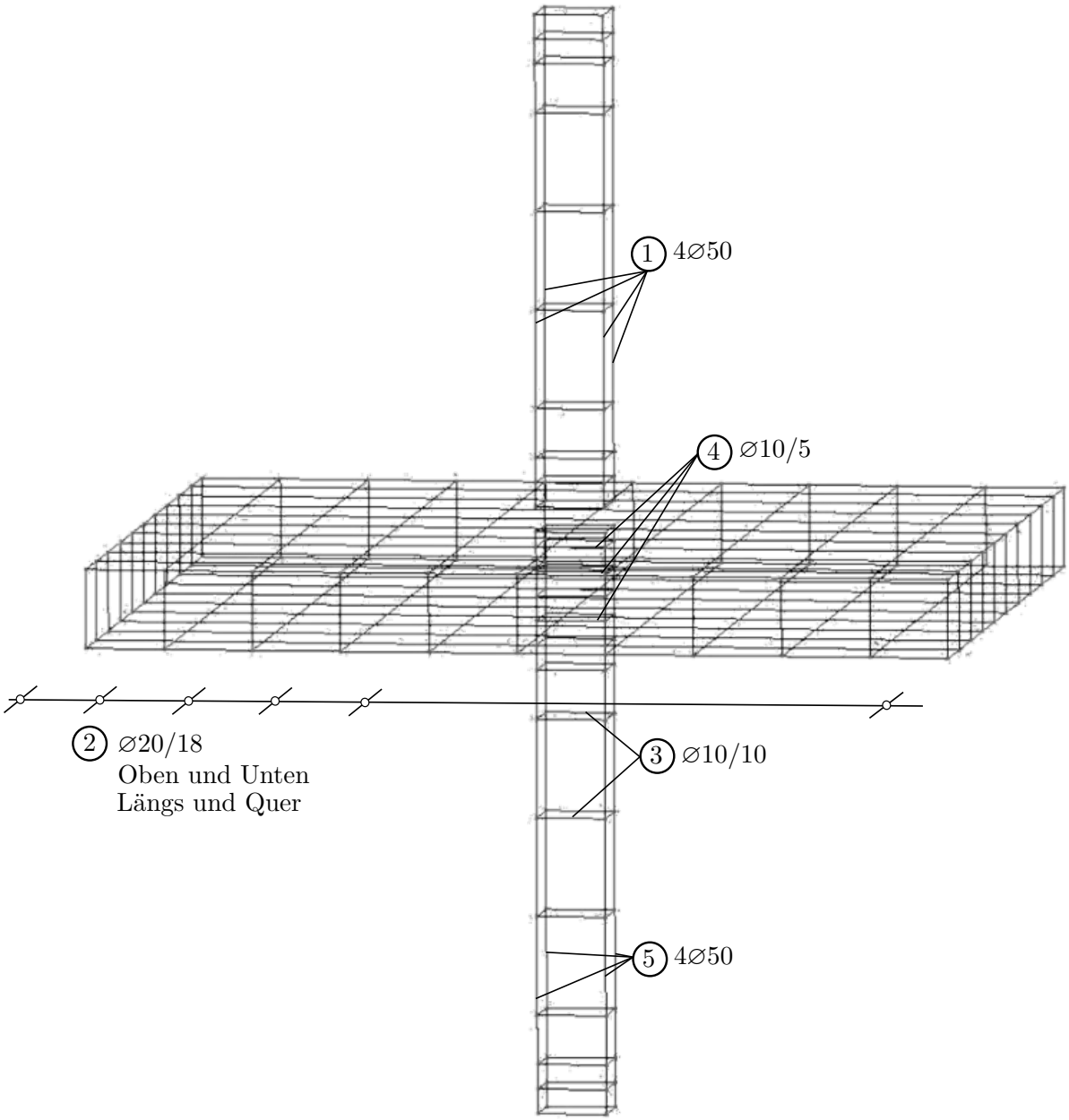


Abb. 5.3: GiD/Atena - Modell-Bewehrung

Der Längsbewehrungsgrad der Stütze ausgenommen der Referenzstütze, beträgt 20%. Die Bügelbewehrung der Stütze besitzt einen Durchmesser von 10 mm und wurde in einem Abstand von 10 cm verlegt. Im Bereich der Auflager, Lasteinleitungsstelle und im Deckenbereich wurde der Abstand auf 5 cm reduziert. Für die Deckenbewehrung wurde längs und quer alle 18 cm ein Bewehrungsstab mit einem Durchmesser von 20 mm verlegt (oben + unten).
Die nachfolgenden Abb. 5.4 und 5.5 zeigen das generierte FE-Netz für beide Varianten.

In Tabelle 5.9 und 5.10 ist die Anzahl der FE-Elemente gelistet. Für den Deckenbereich wurden lineare Elemente Verwendet. An den freien Enden der Stütze und in der Stahlplatte wurden Tetraeder Elemente mit einer Größe von 0,25 generiert. Die Stützen selbst und deren Aufweitung bestehen aus Hexaeder Elementen. Aufgrund der unterschiedlichen Elemente kommt es im Bereich der Stahlplatte zu einer Netzverdichtung.

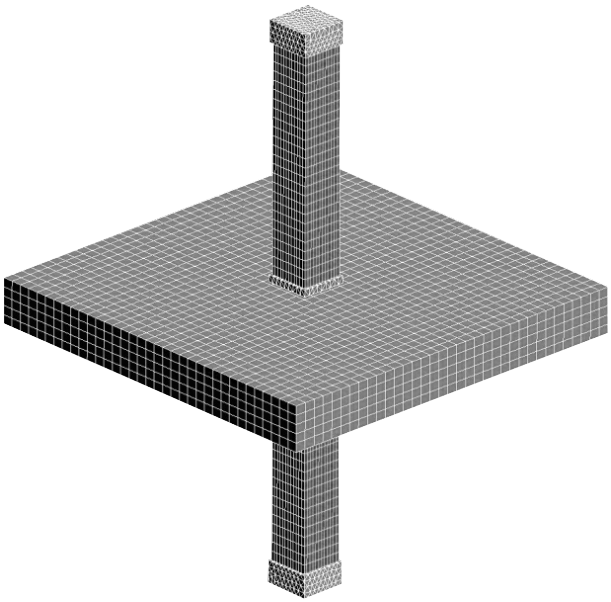


Abb. 5.4: GiD/Atena - Modell - Netz ohne Aufweitung

Tab. 5.9: GiD/Atena - Netzelemente ohne Aufweitung

Netzttyp	Anzahl
linear elements	4.244
Tetrahedra elements	6.976
Hexahedra elements	13.325
nodes	22.452

.

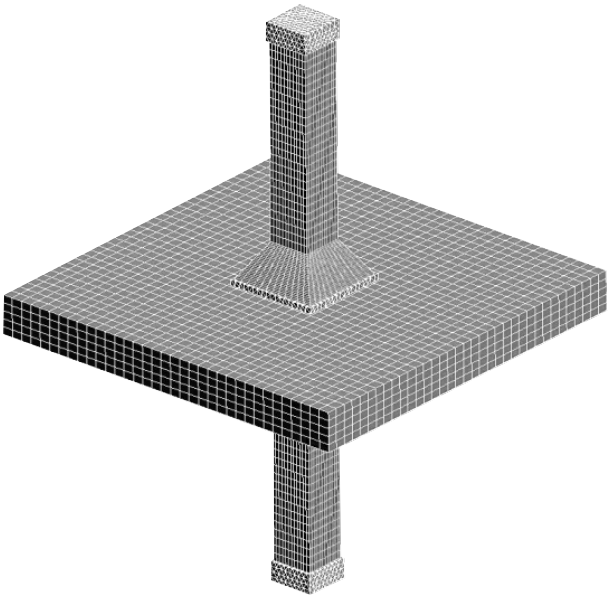


Abb. 5.5: GiD/Atena - Modell - Netz mit Aufweitung

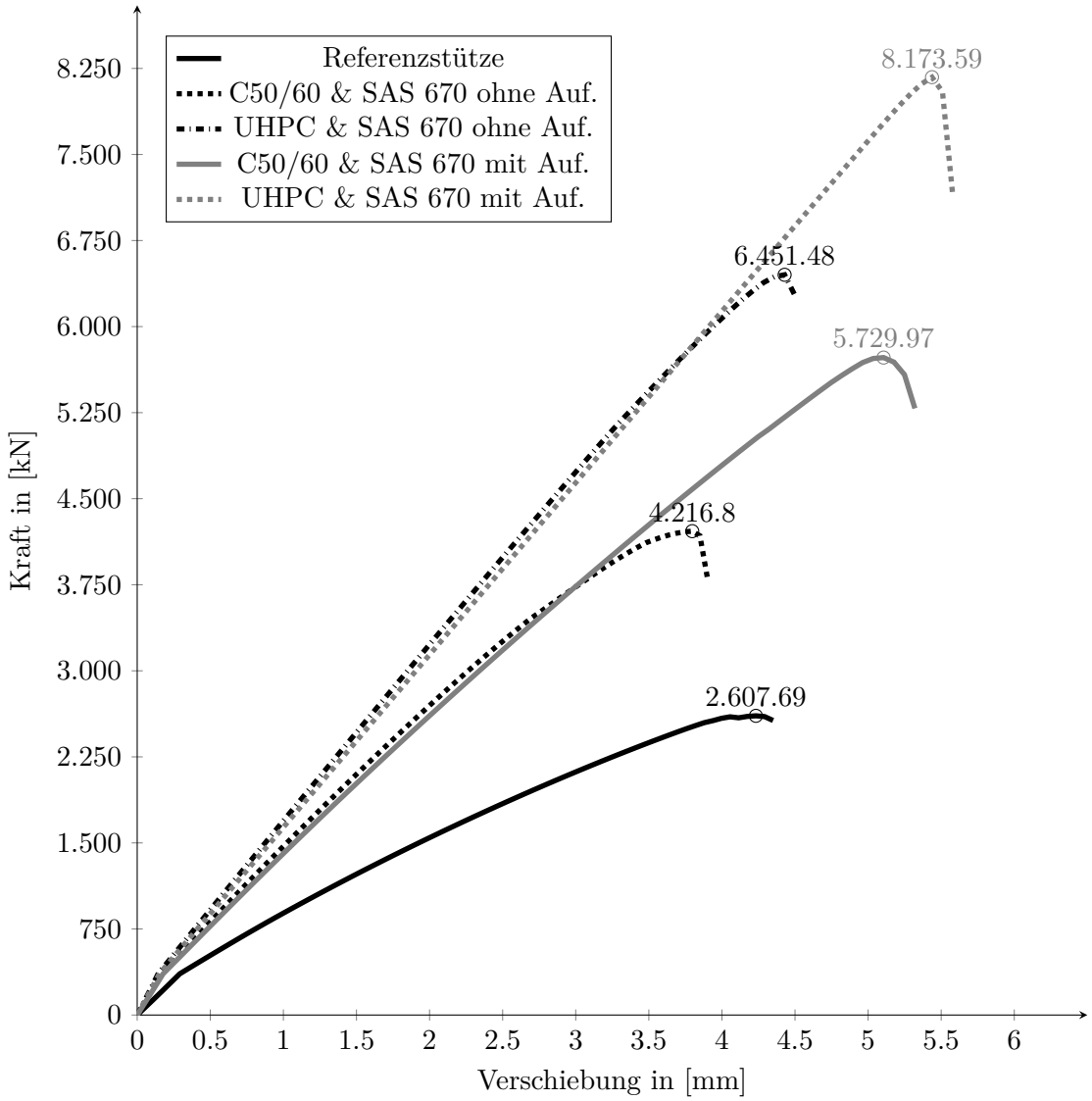
Tab. 5.10: GiD/Atena - Netzelemente mit Aufweitung

Netzttyp	Anzahl
linear elements	4.492
Tetrahedra elements	9.938
Hexahedra elements	20.525
nodes	31.930

5.3 Auswertung der numerischen Berechnung

5.3.1 Last-Verformungsbeziehung

Das Diagramm 5.1 zeigt Last-Verformungsbeziehungen der unterschiedlichen Deckenknotenvarianten. Auf der vertikalen Achse wurde die Bruchlast [in kN] und auf der horizontalen Achse die Stauchung [in mm] aufgetragen. Die unterschiedlichen Varianten besitzen die gleiche Geometrie und variieren nur im Material, Bewehrungsgrad und Deckenanschluss. Je nach Werkstoff und Aufweitung ergeben sich unterschiedliche Steigungen und Kurvenformen.



Dia. 5.1: Last-Verformungsbeziehungen der unterschiedlichen Varianten

Vergleicht man die Kurven aus dem Diagramm 5.1, so sieht man für alle Stützen eine signifikante Last- und Steifigkeitssteigerung gegenüber der Referenzstütze (siehe Tab. 5.11).

Tab. 5.11: Auswertung der Kraft-Verschiebungskurve der Deckenknoten

Stützentyp	u_1[mm]	F_1[kN]	u_2[mm]	F_2[kN]	u_B[mm]	F_{max}[kN]	Aufweitung
Referenzstütze	1,00	888,01	3,00	2118,76	4,23	2607,69	nein
C50/60 | SAS670	1,00	1469,86	3,00	3731,61	3,80	4216,80	nein
UHPC | SAS670	1,00	1692,78	3.00	4732,27	4,43	6451,48	nein
C50/60 | SAS670	1,00	1407,34	3,00	3735,14	5.11	5729,97	ja
UHPC | SAS670	1,00	1636,51	3.00	4639,31	5.44	8173,59	ja

Aufgrund der Eigenschaften der Hochleistungsmaterialien (höherer E-Modul und höhere Festigkeit) und des höheren Bewehrungsgrades ist dies nicht weiter verwunderlich.

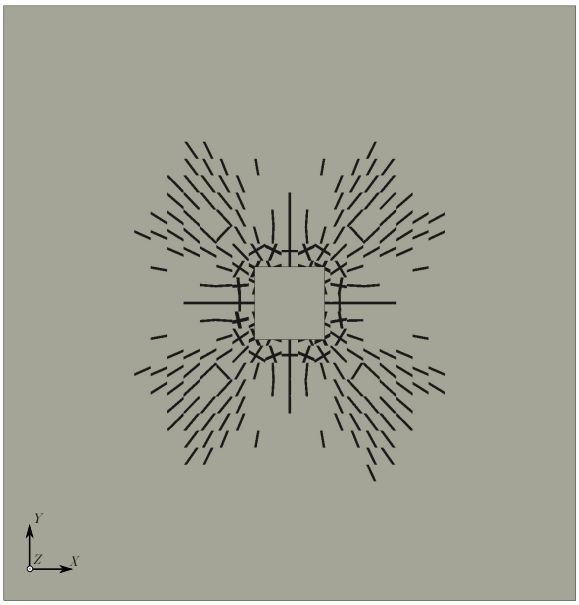
Interessant ist in diesem Zusammenhang, aber vor allem der Vergleich mit und ohne Aufweitung. In der Auswertung ist eine Tragsteigerung zufolge der Aufweitung erkennbar. Durch die Aufweitung kann die Last demnach besser durch den Knoten geführt werden. Die genaueren Hintergründe werden in den nächsten Abschnitten dargelegt.

5.3.2 Numerische Ergebnisse

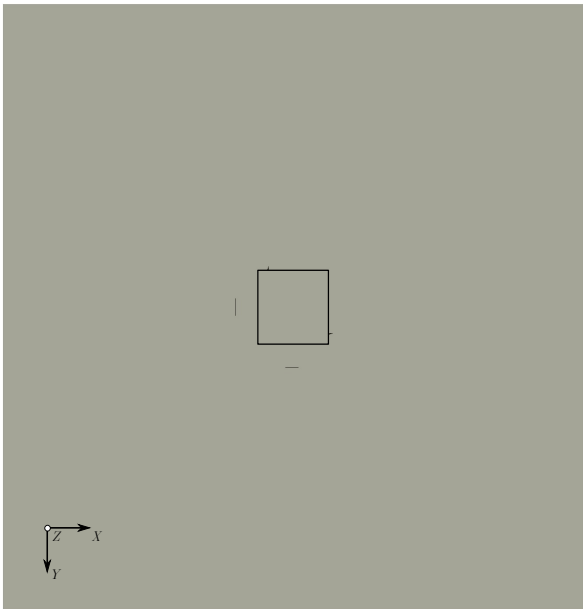
Die nachfolgenden numerischen Auswertungen beschreiben die Laststufe mit der maximal auftretenden Beanspruchung im Stützen-Deckenknoten. Die Ergebnisse aller Varianten wurden tabellarisch zusammengefasst und ausgewertet. Bei weiterer Belastung kommt es zu einem Versagen der Stütze. Zusätzlich dargestellt wird Variante 3 (UHPC-Stütze mit SAS 670/800 ohne Aufweitung) und Variante 5 (UHPC-Stütze mit SAS 670/800 mit Aufweitung).

5.3.2.1 Versagensarten

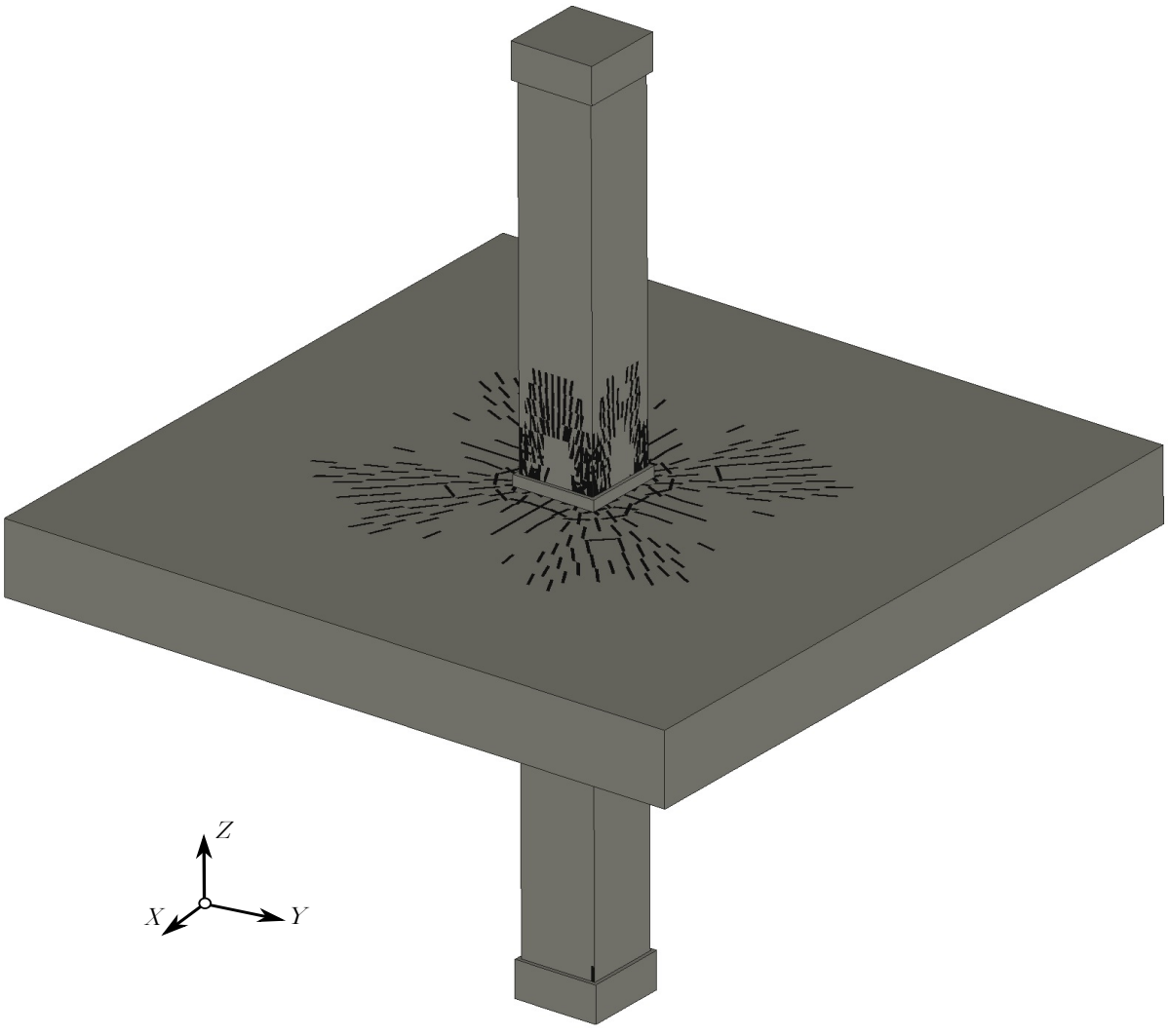
Aufgrund der unterschiedlichen Deckenanschlüsse und Materialien ergeben sich unterschiedliche Versagensbilder. Grundsätzlich kann aber zwischen zwei Versagensarten differenziert werden. Bei Stützen ohne Aufweitung tritt vorwiegend ein Versagen im Deckenbereich (siehe Abb. 5.6) auf, bei Stützen mit Aufweitung kommt es zu Betonabplatzungen im Stützenbereich (siehe Abb. 5.7).



(a) Rissbild Deckendraufsicht

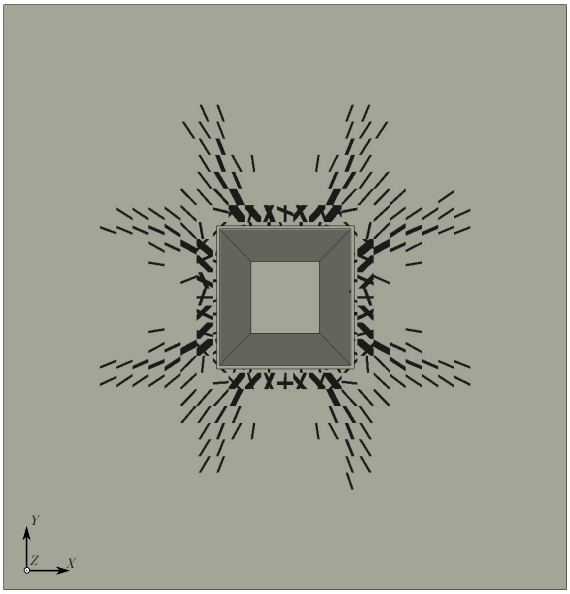


(b) Rissbild Deckenuntersicht

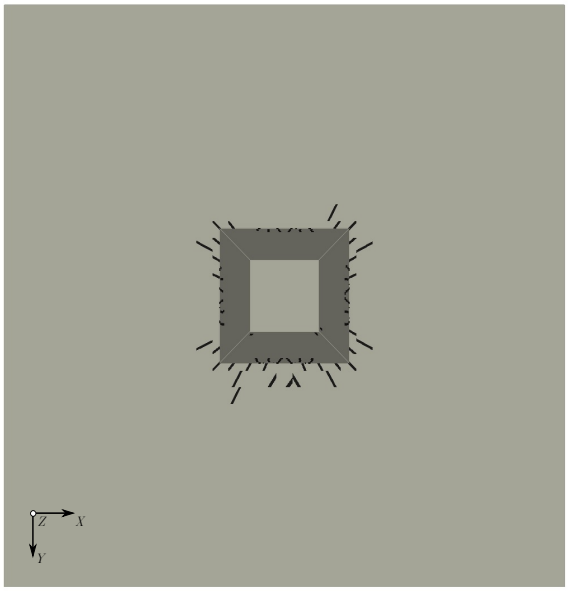


(c) Rissbild 3D-Ansicht

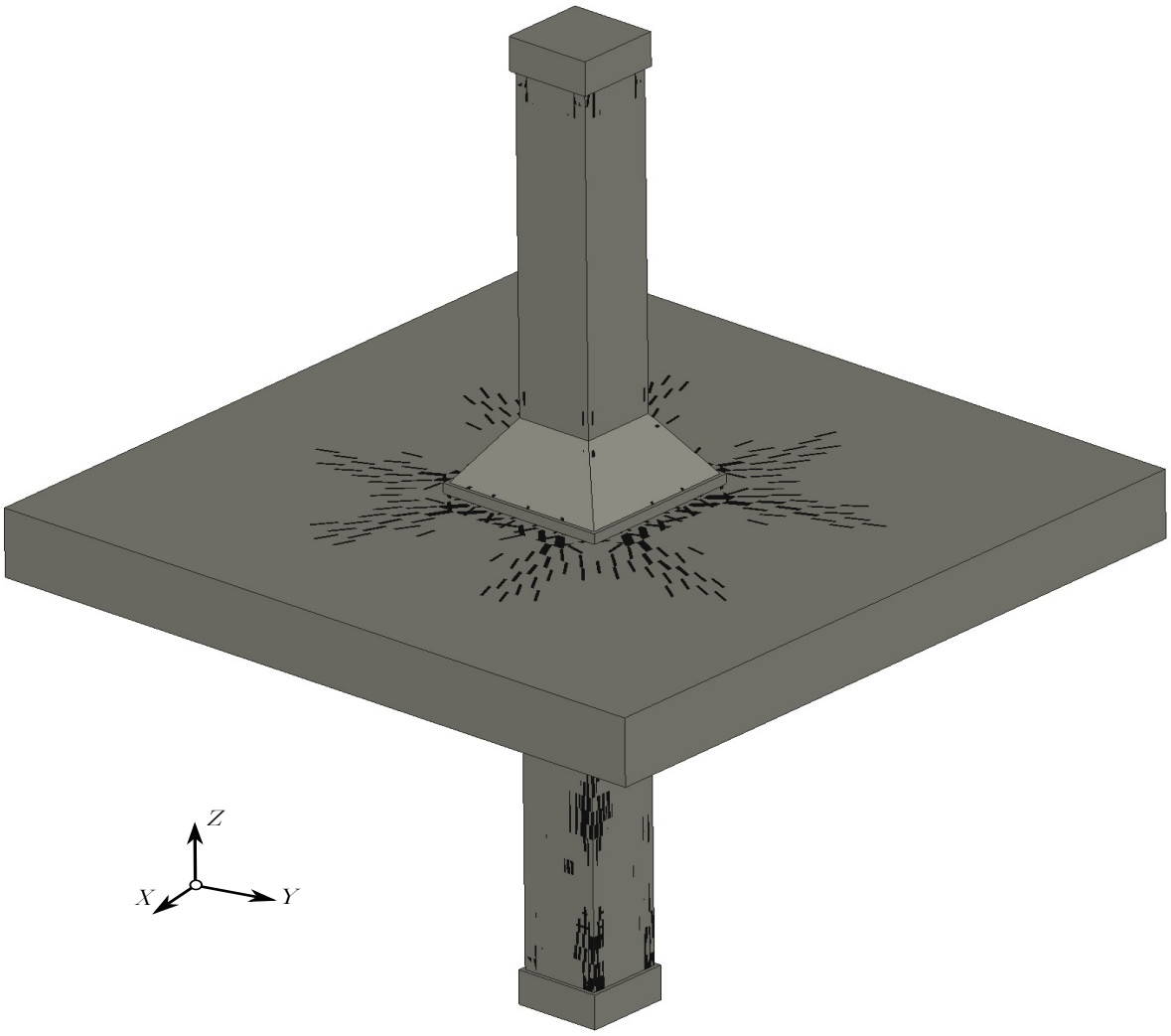
Abb. 5.6: Deckenknoten UHPC mit SAS 670/800 ohne Aufweitung: Rissbilder



(a) Rissbild Deckendraufsicht



(b) Rissbild Deckenuntersicht



(c) Rissbild 3D-Ansicht

Abb. 5.7: Deckenknoten UHPC mit SAS 670/800 mit Aufweitung: Rissbilder 3D

5.3.2.2 Spannung quer zur Stützenlängsrichtung

In Grafik 5.8 ist sehr gut zu erkennen, dass durch die Deckendurchleitung Zugspannungen im Knoten entstehen, welche direkt unterhalb des Deckenknotens für den Deckenbeton am größten sind. Interessant zu sehen ist hier, dass in der Stütze direkt beim Deckenanschluss die höchste Zugbeanspruchungen quer zu Stützenlängsachse auftreten. Dadurch kommt es, wie bereits in 5.3.2.1 beschrieben zum Abplatzen der Betondeckung in diesem Bereich.

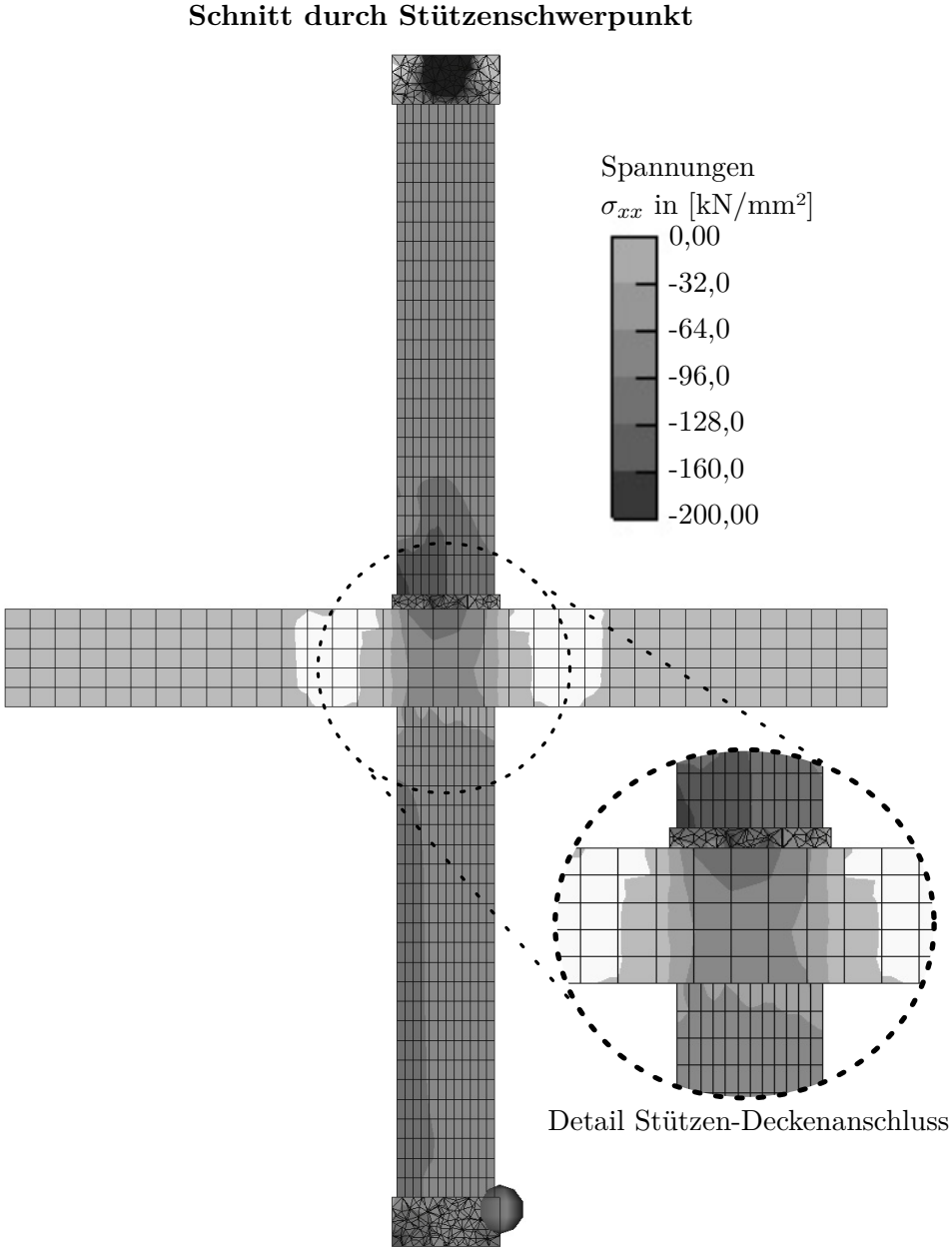


Abb. 5.8: Deckenknoten UHPC mit SAS 670/800 ohne Aufweitung: Spannungen in ZZ-Richtung

Im Vergleich dazu kann mit der Aufweitung die Zugbeanspruchung im Deckenbeton, selbst bei höherer Beanspruchung reduziert werden. Zusätzlich treten die nominell höchsten Querzugbeanspruchungen in der Stütze nicht mehr im Stützenanschluss auf, sondern in der

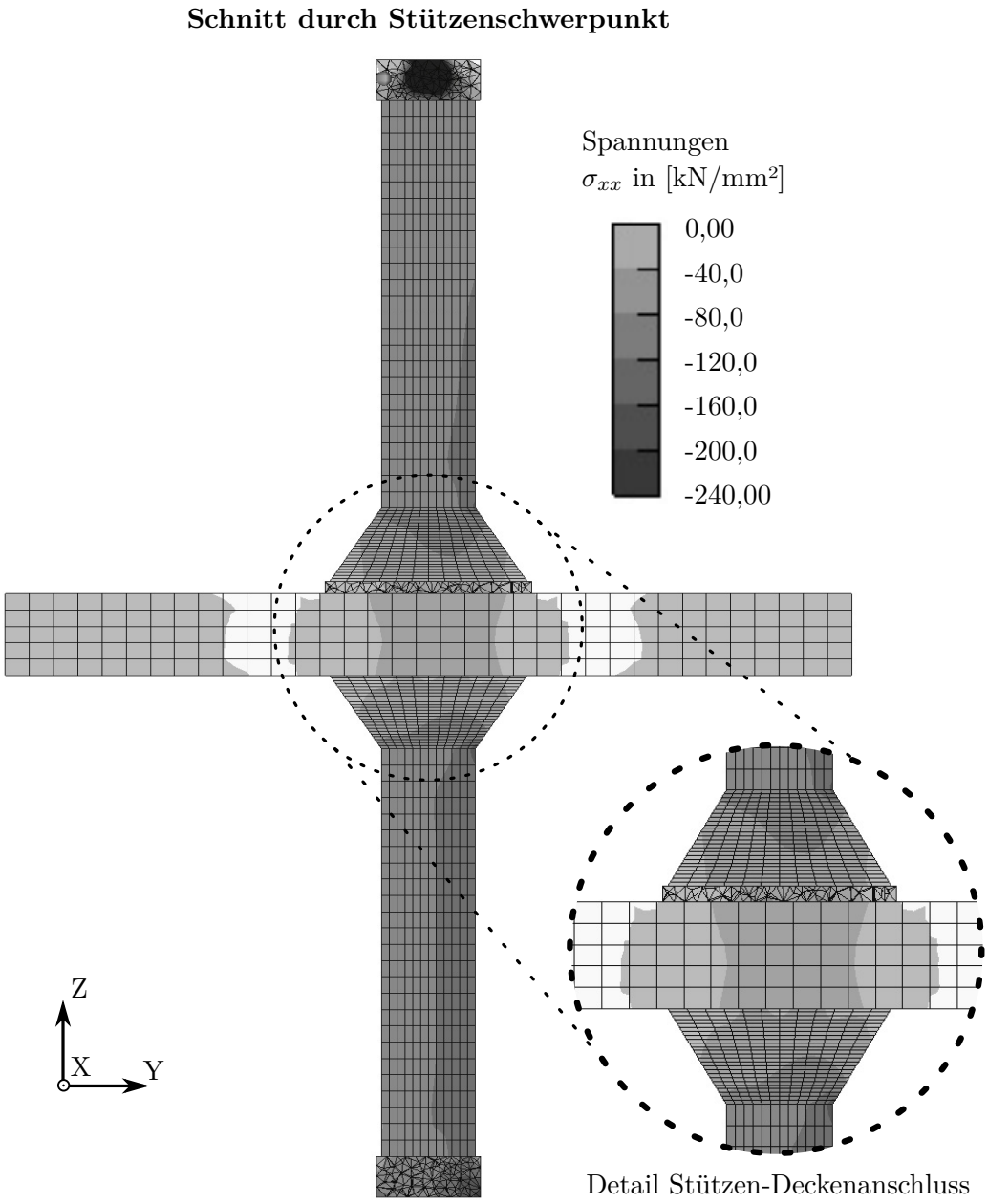


Abb. 5.9: Deckenknoten UHPC mit SAS 670/800 mit Aufweitung: Spannungen in ZZ-Richtung

freien Länge der Stütze. Betragsmäßig sind aber die Beanspruchungen auch hier geringer als bei der Variante ohne Aufweitung.

5.3.2.3 Dehnungen in der Stützenschwerachse

Um das Verformungsverhalten zu beurteilen werden nachfolgend die Dehnungen in Stützenlängsrichtung betrachtet. Für Varianten ohne Aufweitung ergeben sich direkt unter der oberen Stütze die größte Stauchung aufgrund des großen Steifigkeits- und Festigkeitsunterschieds zwischen Stützen- und Deckenbeton.

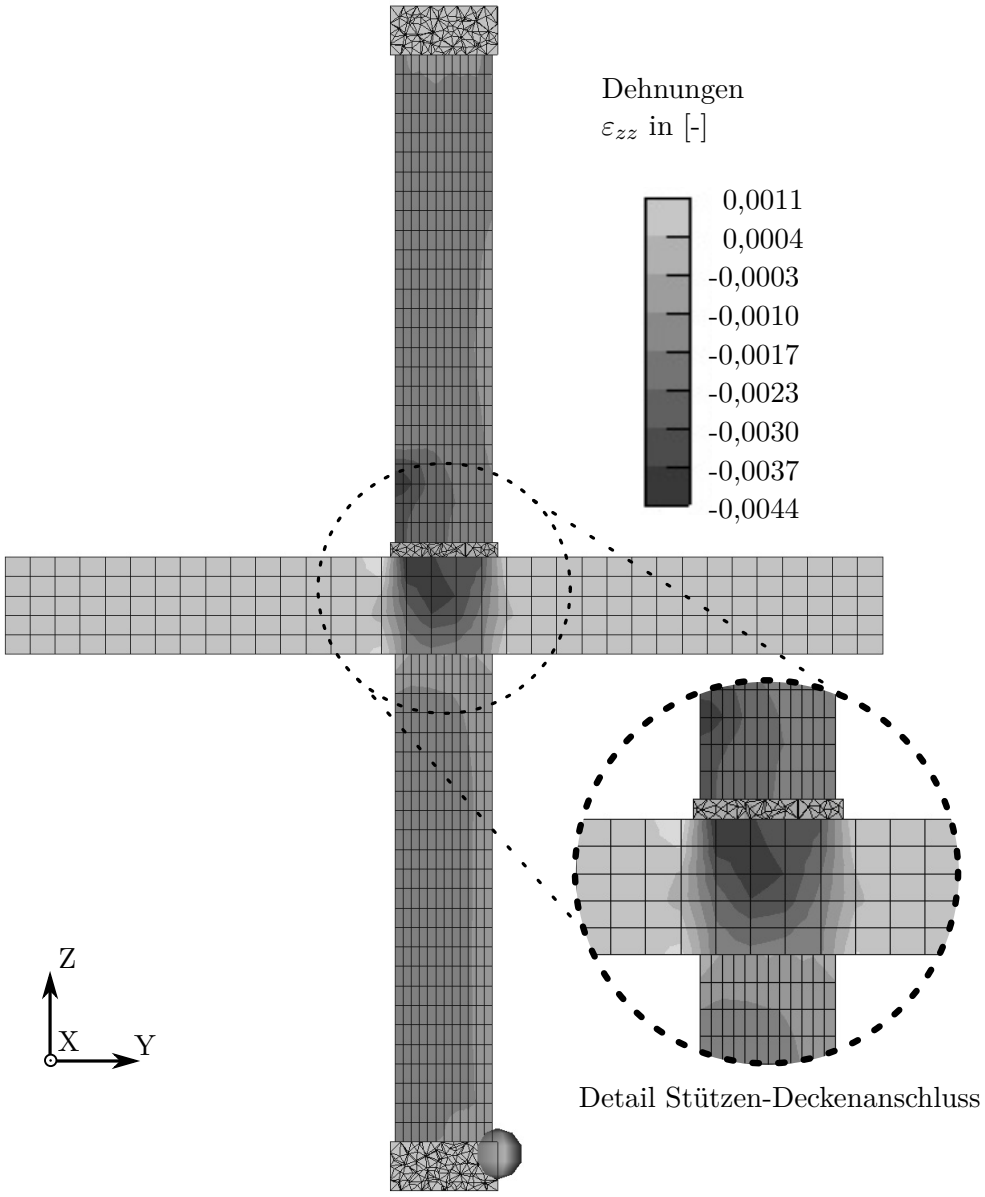


Abb. 5.10: Deckenknoten UHPC mit SAS 670/800 ohne Aufweitung: Dehnungen in ZZ-Richtung

Im Vergleich dazu können mithilfe der Aufweitung die Dehnungen homogenisiert werden. Obwohl höhere Lasten aufgebracht werden, ergeben sich somit im Deckenbereich geringere Dehnungen.

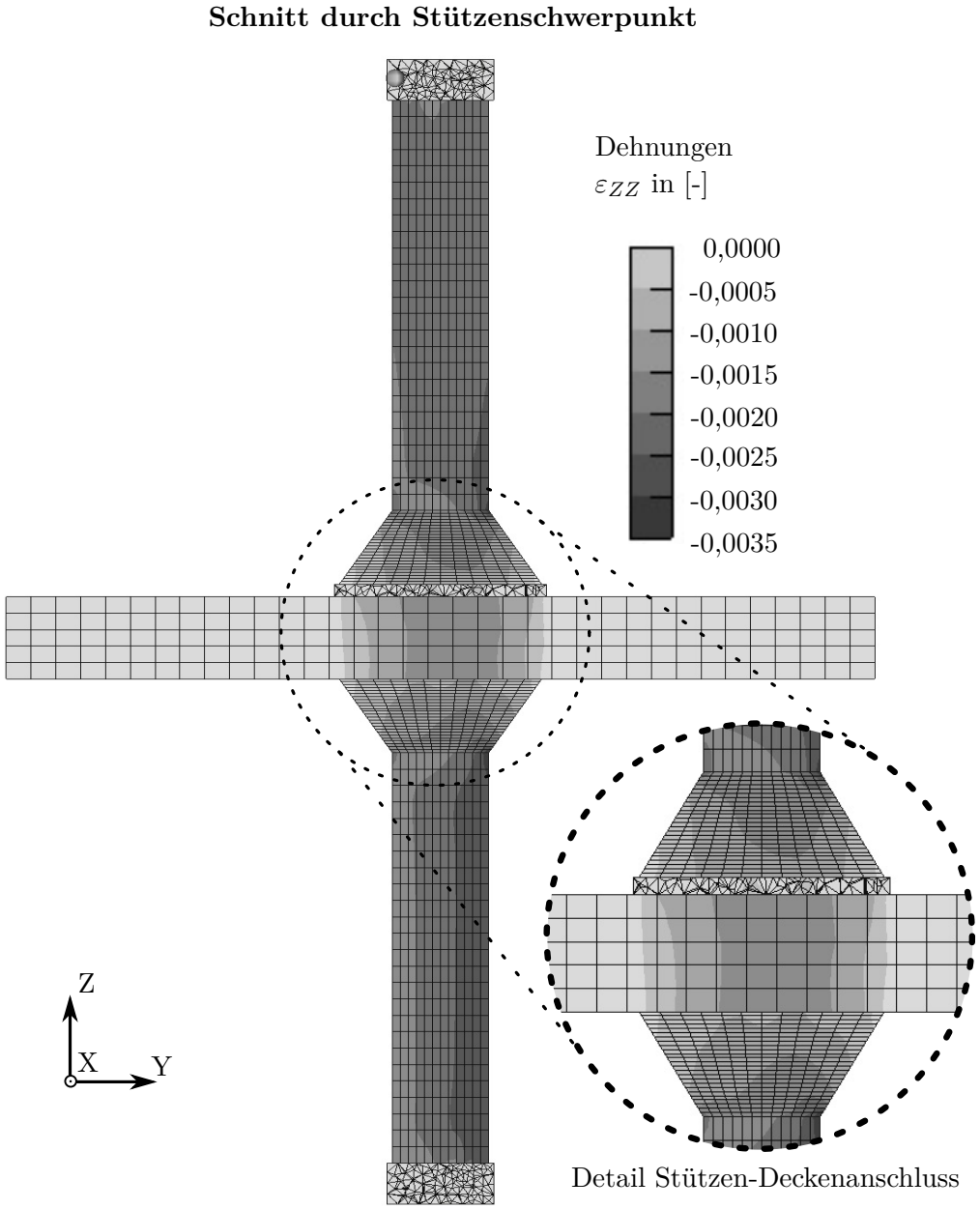


Abb. 5.11: Deckenknoten UHPC mit SAS 670/800 mit Aufweitung: Dehnungen in ZZ-Richtung

5.3.2.4 Spannungen in der Bewehrung

In der nachfolgenden Tabelle 5.12 sind die maximalen Spannungen der Stützenbewehurng aufgelistet.

Tab. 5.12: Spannungen im Stützen-Deckenknoten

Auswertung der Spannungen im Stützen-Deckenknoten

Stützentyp	max $\sigma_{s,Stütze,O}$ [N/mm²]	max $\sigma_{s,Stütze,U}$ [N/mm²]	max $\sigma_{s,Stütze,Decke}$ [N/mm²]	Aufweitung [-]
Referenzstütze	333,65	323,85	572,44	nein
C50/60 mit SAS670	317,74	338,45	529,50	nein
UHPC mit SAS670	370,02	398,08	739,48	nein
C50/60 mit SAS670	469,03	571,00	308,57	ja
UHPC mit SAS670	469,38	606,92	418,98	ja

Die zweite und dritte Spalte der Tabelle 5.12 geben die maximale Spannung in der oberen bzw. unteren Stützenbewehrung an. Spalte vier beinhaltet die maximale Spannung der Stützenbewehrung in der Decke. Alle weiteren Ergebnisse sind im Anhang C ersichtlich.

In Grafik 5.12 ist sehr gut zu erkennen, dass ohne Aufweitung die Bewehrung in der Decke bereits zu fließen begonnen hat und bei Variante 3 eine Spannung von rund 740 N/mm^2 aufweist. Für Variante 5 mit Aufweitung ist hingegen eine deutlich geringere Spannung im Stützenanschluss zu erkennen. Aufgrund der Aufweitung wird mehr Last vom Beton übernommen. Die größte Spannungen treten demnach in der freien Länge der Stütze auf, was schlussendlich auch zum Versagen der Stütze vor dem Deckenknoten führt.

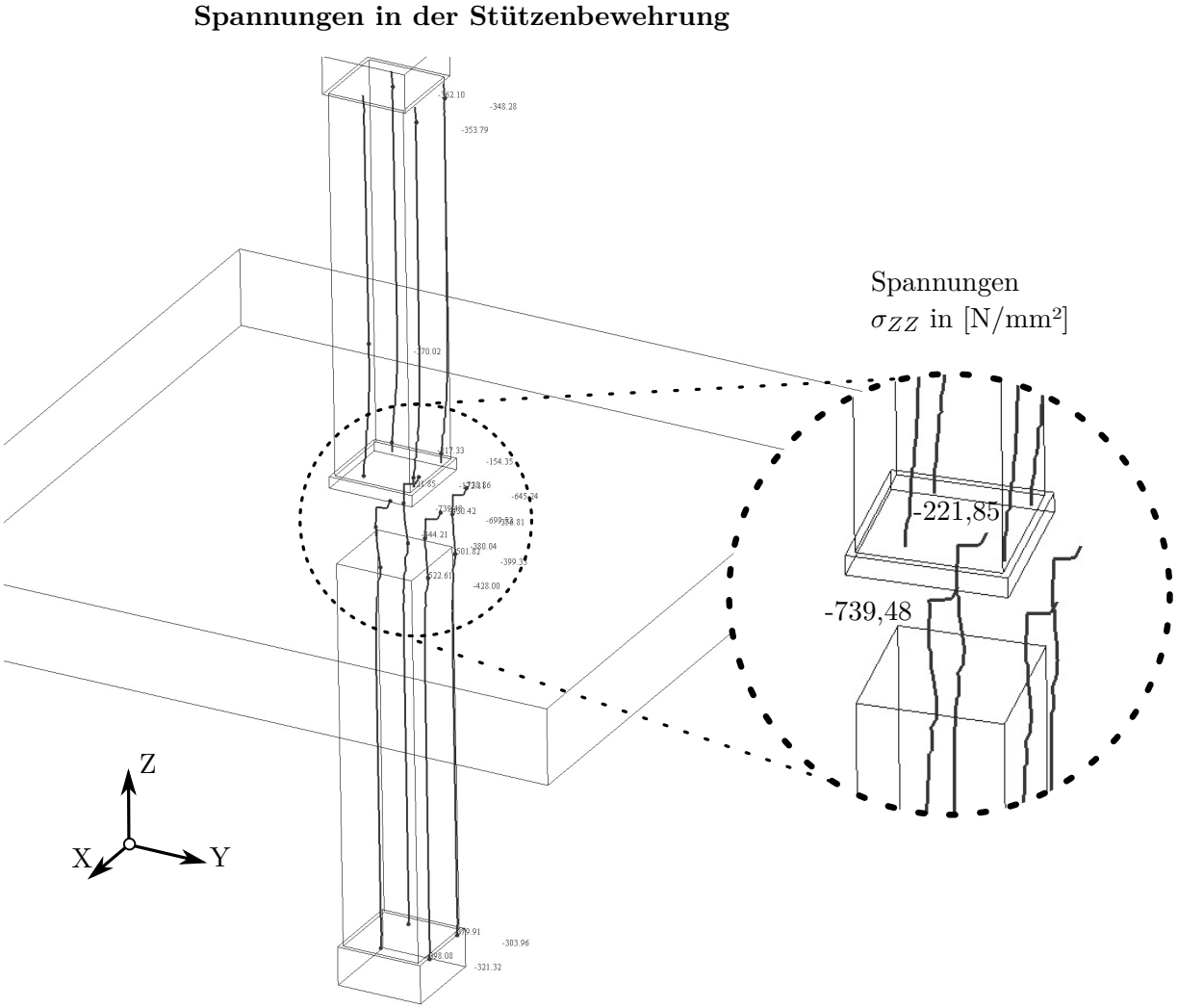


Abb. 5.12: Deckenknoten UHPC mit SAS 670/800 ohne Aufweitung: Spannungen in der Stützenbewehrung

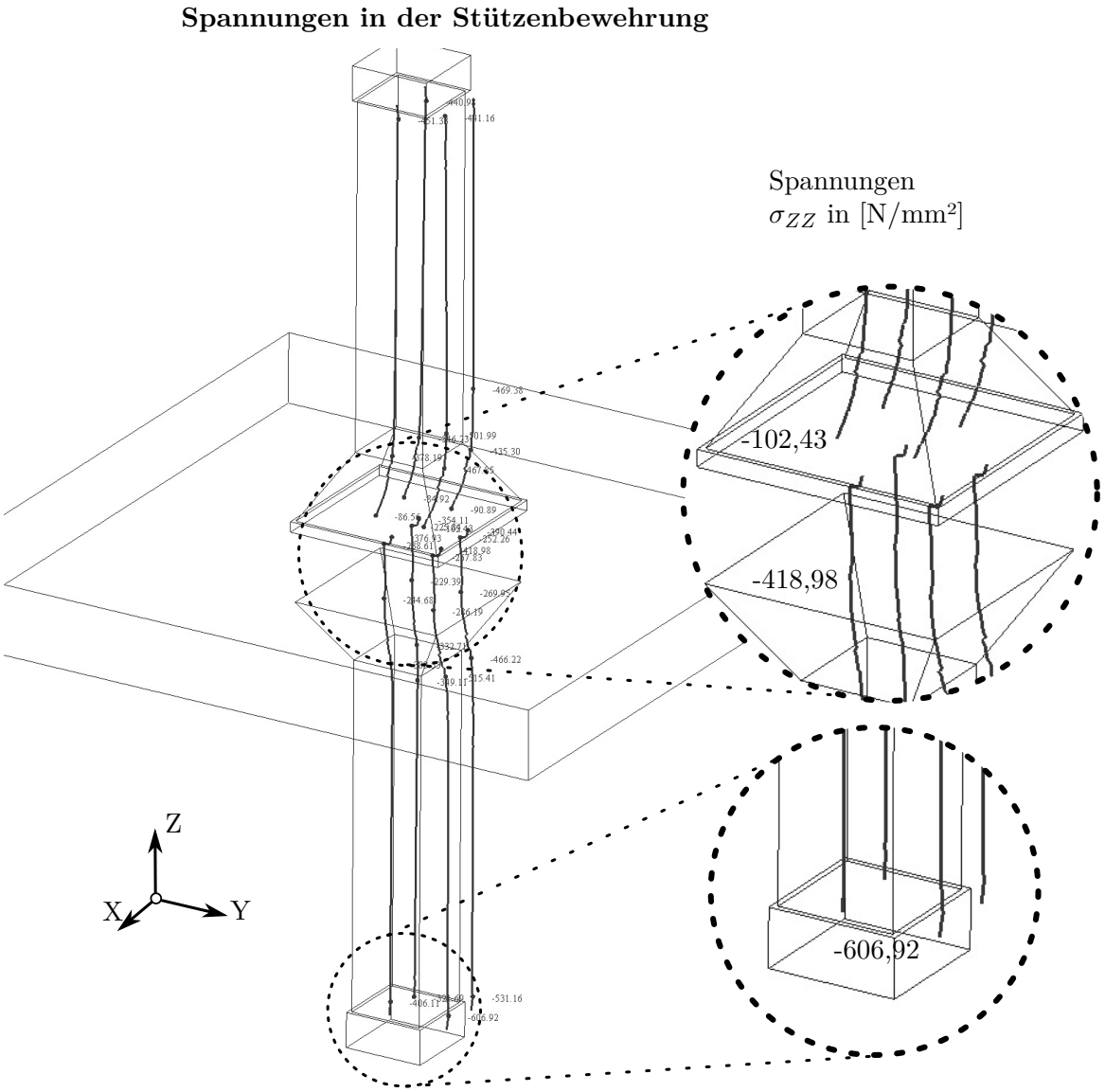


Abb. 5.13: Deckenknoten UHPC mit SAS 670/800 mit Aufweitung: Spannungen in der Stützenbewehrung

5.4 Interpretation der Ergebnisse

Bei den Varianten ohne Stützenaufweitung kommt es zu einem Versagen im Deckenbereich, dabei dritt die maximale Spannung der Stützenlängsbewehrung im Deckenbereich auf. Bei den Varianten mit einer Aufweitung hingegen kommt es zu einem Versagen im Stützenbereich. Die Aufweitung bewirkt trotz höhere Lasten eine Homogenisierung der Dehnungen im Deckenknoten. Anhand der ermittelten Ergebnissen ist sehr gut zu erkennen, dass die Stützen mit Aufweitung Spannungsspitzen im Deckenbereich minimieren und ein besseres Tragverhalten aufweisen.

Kapitel 6

Zusammenfassung

6.1 Allgemein

Hochleistungswerkstoffe (wie zum Beispiel SAS 670/800 und UHPC) stellen in Ingenieurbau ein interessantes Entwicklungsgebiet dar. Aufgrund der derzeit noch sehr selten verwendeten Hochleistungswerkstoffe wurde eine ausführliche Literaturrecherche zu diesem Thema durchgeführt. Die daraus gewonnen Erkenntnisse wurden als Grundlage für weitere Berechnungen und Analysen zum Einsatz des Werkstoffes speziell im Hochhausbau herangezogen. Weiters wurden die normativen Grundlagen zu diesen Themen recherchiert und verglichen. Diese weisen teils sehr differenzierte Ansätze auf. Nach EN 1992-1-1 in der die Dehnungen bei Druckglieder auf 2,00‰ begrenzt werden, ist ein wirtschaftlicher Einsatz von Druckgliedern aus Hochleistungsmaterialien nicht möglich.

Um dennoch wirtschaftliche und technisch sinnvolle Stahlbetonstützen zu berechnen und auszuführen, wird im Kapitel 3.3 mit Hilfe der Kriecheigenschaften eine maximale theoretische Lastumlagerung von Beton auf den Stahl erarbeitet, um eine höhere Materialausnutzung zu erreichen. Dadurch kommt es zu erheblichen Materialeinsparungen, die in weiterer Folge zu wirtschaftlichen Konstruktionen führt. Geht man weiters noch davon aus, dass durch die geringen Abmessungen gleichzeitig mehr Mieteinnahmen generiert werden können, sind Stützen aus Hochleistungsmaterialien gegenüber herkömmlichen Stützen wirtschaftlicher und selbst amortisierend.

Speziell für sehr schlanke UHPC-Stützen konnte in weiterer Folge analysiert werden, dass eine Knickgefährdung weitestgehend für im Hochhausbau üblichen Abmessungen ausgeschlossen werden kann. Durch die schlanke Ausführung kommt es speziell im Stützen-Deckenknoten zu konzentrierteren Spannungen. Um die Spannungen zu homogenisieren wurde von der TU-Wien ein Lösungsansatz mit einer Stützenaufweitung am oberen und unteren Ende entwickelt (Patent liegt vor). In der abschließenden FE-Untersuchung dieser Arbeit wurde die Funktionsfähigkeit dieser Entwicklung analysiert. Dabei konnte durch die Aufweitung eine wesentliche Tragfähigkeitssteigerung erzielt werden. Das Versagen des Stützen-Deckenknotens mit Stützenaufweitung tritt nun nicht mehr wie zuvor im Deckenbereich, sondern im Stützenquerschnitt auf. Somit kann geschlussfolgert werden, dass das analysierte Patent der TU-Wien den gewünschten Effekt erzielt.

6.2 Aussichten

Durch die gewonnenen Erkenntnisse, sind einige normativen Regelungen kritisch zu hinterfragen. So darf zum Beispiel bei zentrisch gedrückten Stützen laut EN 1992-1-1 eine

Stauchung von $2,00‰$ nicht überschritten werden. Wobei die Fließgrenze von B 550 erst bei $2,39‰$ erreicht wird. Geht man weiter und berücksichtigt man die Kriechumlagerungen, kann die Stauchung auf $2,21‰$ gesteigert werden. Dadurch könnte die Bewehrung wirtschaftlicher ausgenutzt werden. Im Vergleich dazu ist in den USA, Kanada und Australien eine Stauchung von $3,00‰$ zulässig und eine wirtschaftliche Ausnutzung der Bewehrung ohne Umlagerungen möglich.

Aufgrund der hohen Druckfestigkeit sind UHPC-Stützen als zentrisch belastete Druckglieder sehr gut geeignet. Durch konstruktive Ausbildung und Optimierung des Stützen-Deckenanschlusses können die hohen Stützenlasten durch die Decke geführt werden. Dabei sollte der Stützen-Deckenknoten so konstruiert werden, dass kein Versagen im Deckenbereich entsteht und somit eine kontinuierliche Kraftdurchleitung gewährleistet ist. In den in dieser Arbeit verglichenen Varianten kommt es zu unterschiedlichen Versagensarten, die auf die unterschiedlichen Materialien und Konstruktionen zurückzuführen ist. Mittels FE-Analyse des Stützen-Deckenknotens sind sehr viele Fragestellungen beantwortet worden. Trotz allem sind einige Überlegungen offen geblieben die in weitere Folge zu Untersuchungen sind:

- unterschiedliche Winkel und Abmessungen der Aufweitung
- Verwendung einer Stahlplatte im unteren Stützenbereich
- unterschiedlicher h/d-Verhältnisse
- höhere Bewehrungsgrad in der Decke
- Lastdurchleitung bei durchgehender Stützenbewehrung

Abschließend sei erwähnt, dass aufgrund der noch nicht erarbeiteten normativen Regelungen zu Stützen-Deckenknoten und UHPC-Stützen keine ingenieurtechnischen Nachweisverfahren vorhanden sind.

Literaturverzeichnis

[1] *ACI 318-14: Building Code Requirements for Structural Concrete*. USA: American Concrete Institute, Feb. 2014.

[2] AFGC. *Ultra High Performance Fibre-Reinforced Concretes*. Frankreich: AFGC/SETRA, 2013.

[3] *Allgmeine bauaufsichtliche Zulassung: Z-1.1-267*. Berlin:DIBt, Apr. 2016.

[4] *CAN/CSA-A23.3-0: Design of concrete structures*. Mississauga: Canadian Standards Association, Juli 2007.

[5] V. Cervenka, L. Jendele und J. Cervenka. *ATENA Program Documentation Part 1: Theory*. Prag: Cervenka, 2018.

[6] *DR AS 3600:2017: Concrete structures*. Sydney: Australian Standard, Okt. 2017.

[7] H. Falkner, D. Gerritzen, D. Jungwirth und L. Sparowitz. „Das neue Bewehrungssystem; Druckglieder mit hochfestem Betonstahl SAS 670/800: Teil I: Entwicklung, Versuche, Bemessung und Konstruktion“. In: *Beton- und Stahlbetonbau, Heft 5* 103 (2008), S. 304–317.

[8] E. Fehling, M. Schmidt, J. Walraven, T. Leutbecher und S. Froehlich. „BetonKalender 2013“. In: *IX Ultrahochfester Beton UHPC*. Hrsg. von W. Oberndorfer und R. Haring. Wien: Wiley-VCH VerlagGmbH u. Co. KGaA, 2013, S. 119–239. ISBN: 978-3-433-60259-1.

[9] P. Gruebler, H. Weigler und S. Karl. *Beton: Arten, Herstellung und Eigenschaften*. Muenchen: Ernst u. Sohn, A Wiley Company, 2002.

[10] R. Guidotti, M. Ruiz und A. Muttoni. „Crushing and flexural strength of slab-column joints“. In: *Engineering Structures* 33 (2010), S. 855–867.

[11] J. Kollegger. *Skript zur Betonbau Vorlesung*. Wien: Institut für Tragkonstruktionen, 2017.

[12] H.-O. Lamprecht. *Opus caementitium: Bautechnik der Römer*. Beton- Verlag, 1993.

[13] B. Markus. „Beitrag zum Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetondeckenknoten“. Dissertation. Technische Universität Darmstadt, 2017.

[14] *ÖNORM B 1992-1-1:2011 12 01: Eurocode2: - Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*. Wien: Austrian Standards, Dez. 2011.

[15] *ÖNORM EN 1991-1-1:2011 09 01: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen – Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau (konsolidierte Fassung)*. Wien: Austrian Standards, Sep. 2011.

[16] H. Rüsch, D. Jungwirth und H. K. Hilsdorf. „Creep and Shrinkage“. In: *Their Effect on the Behavior of Concrete Structures*. NewYork, Heidelberg und Berlin: Springer-Verlag, 1983, S. 264–266. ISBN: 978-1-4612-5426-3.

[17] A. Schmidt und M. Curbach. „Zentrische Druckversuche an schlanken UHPC-Stützen: Unbewehrte schlanke Stützen: Ein Tabu?- Diskussion über Potenzial und Gefahr“. In: *Beton- und Stahlbetonbau 9* 111 (2016), S. 588–602.

[18] N. V. Tue, G. Schenck und J. Schwarz. *Absicherung der statistisch erhobenen Festbetonkennwerte für die neue Normengeneration*. Leipzig: Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Universität Leipzig, 2005.

[19] Wikipedia. *432 Park Avenue, New York*. 2015. URL: `https://de.wikipedia.org/wiki/432_Park_Avenue` (Zugriff am 05. 11. 2018).

[20] Wikipedia. *50Hertz Transmission, Berlin*. 2016. URL: `https://de.wikipedia.org/wiki/50Hertz_Transmission` (Zugriff am 05. 11. 2018).

[21] Wikipedia. *520 Park Avenue, New York*. 2016. URL: `https://de.wikipedia.org/wiki/520_Park_Avenue` (Zugriff am 05. 11. 2018).

[22] Wikipedia. *Opernturm, Frankfurt*. 2010. URL: `https://de.wikipedia.org/wiki/Opernturm` (Zugriff am 05. 11. 2018).

[23] Wikipedia. *Sky Tower, Breslau*. 2011. URL: `https://de.wikipedia.org/wiki/Sky_Tower_(Breslau)` (Zugriff am 05. 11. 2018).

[24] Wikipedia. *Tanzende Tuerme, Hamburg*. 2013. URL: `https://de.wikipedia.org/wiki/Tanzende_Tuerme` (Zugriff am 05. 11. 2018).

[25] K. Zilch und G. Zehetmaier. *Bemessung im konstruktiven Betonbau*. Muenchen: Springer, 2009.

Abbildungsverzeichnis

2.1 Pantheon in Rom hergestellt mit Opus Caementitium [11] 9
2.2 Druckfestigkeit von Betonen in Abhängigkeit vom Wasser-Zementwert . . . 11
2.3 Materialgesetz Beton (P-R-Diagramm nach [14]) 12
2.4 Materialgesetz UHPC nach [8] 15
2.5 Materialgesetz Betonstahl nach [14] 17
2.6 Arbeitslinie Betonstahl SAS 670/800 18
2.7 Arbeitslinien unterschiedlicher Baustoffe 20
2.8 Kostenersparnis einer herkömmlichen Stahlbetonstütze gegenüber einer mit SAS 670/800 bewehrten Stütze [7] 21
2.9 Querschnittsoptimierung: Anpassung des Bewehrungsgrades und der Querschnittsabmessung bei gleicher Betongüte (C35/40) und gleicher Tragfähigkeit [7] 22
a Referenzstütze: 32 x 32 cm, Bewehrungsgrad $\rho_l = 9\%$ 22
b Gleiche Abmessungen mit SAS670/800, Bewehrungsgrad $\rho_l = 3,9\%$ 22
c Querschnittsoptimierung 20 x 20 cm mit SAS670/800, Bewehrungsgrad $\rho_l = 17\%$ 22
2.10 Statische Systemskizze 24
2.11 Anwendungsbeispiele in Deutschland von SAS 670 bewehrten Betonstützen 26
a Tanzende Türme Hamburg [24] 26
b Opernturm Frankfurt [22] 26
c 50 Hertz Berlin [20] 26
2.12 Anwendungsbeispiele in Polen und USA für SAS 670/800 27
a Sky Tower Breslau [23] 27
b Hochhaus 432 Park Avenue New York City [19] 27
c Hochhaus 520 Park Avenue New York City [21] 27

3.1 Zentrisch belasteter Druckstab 29
3.2 Dehnungen und Spannungen im Druckstab 29
3.3 Last-Verformungskurve eines Knickstabes 33
3.4 Gleichgewichtsbetrachtung am verformten System 34
3.5 Sigma-Lambda-Diagramm für C12/15 und UHPC 35
3.6 Statische Systemskizze 36
3.7 Berechnung der erforderlichen Bewehrung 41
3.8 Berechnung der erforderlichen Bewehrung 43
3.9 Berechnung der erforderlichen Bewehrung 45
3.10 Berechnung der erforderlichen Bewehrung 47
3.11 Vergleich unterschiedlicher Stützentypen ($N_{Ed} = 49.333$ kN) 50

4.1 Unterschiedliche Deckenknoten Varianten adaptiert von [10] 52
4.2 Deckenknotendetails mit hochfester Stahlbetonbewehrung (SAS 670/800) [7] 53
4.3 Unterschiedliche Ansätze von Stützendeckenknoten adaptiert von [13] . . . 56
4.4 Deckenknotentypen laut [18] 56
4.5 Analysierter Patententwurf von Stützen-Deckenknoten 58

5.1 Atena - Modell ohne Aufweitung 62
5.2 Atena - Modell mit Aufweitung 63
5.3 GiD/Atena - Modell-Bewehrung 64
5.4 GiD/Atena - Modell - Netz ohne Aufweitung 65
5.5 GiD/Atena - Modell - Netz mit Aufweitung 65
5.6 Deckenknoten UHPC mit SAS 670/800 ohne Aufweitung: Rissbilder 68
a Rissbild Deckendraufsicht 68
b Rissbild Deckenuntersicht 68
c Rissbild 3D-Ansicht 68
5.7 Deckenknoten UHPC mit SAS 670/800 mit Aufweitung: Rissbilder 3D . . . 69
a Rissbild Deckendraufsicht 69
b Rissbild Deckenuntersicht 69
c Rissbild 3D-Ansicht 69
5.8 Deckenknoten UHPC mit SAS 670/800 ohne Aufweitung: Spannungen in ZZ-Richtung 70
5.9 Deckenknoten UHPC mit SAS 670/800 mit Aufweitung: Spannungen in ZZ-Richtung 71
5.10 Deckenknoten UHPC mit SAS 670/800 ohne Aufweitung: Dehnungen in ZZ-Richtung 72
5.11 Deckenknoten UHPC mit SAS 670/800 mit Aufweitung: Dehnungen in ZZ-Richtung 73
5.12 Deckenknoten UHPC mit SAS 670/800 ohne Aufweitung: Spannungen in der Stützenbewehrung 75
5.13 Deckenknoten UHPC mit SAS 670/800 mit Aufweitung: Spannungen in der Stützenbewehrung 76

A.1 Eulerknickfälle 89
A.2 Knickkurve für UHPC und C50/60 90
A.3 Knickkurve für UHPC, C90/105, C50/60 und C25/30 90

B.1 Berechnung der Umlagerungen für C50/60 mit BSt 550 (Microsoft Excel) . 92
B.2 Berechnung der Umlagerungen für C50/60 mit SAS 670/800 (Microsoft Excel) 93
B.3 Berechnung der Umlagerungen für UHPC mit BSt 550 (Microsoft Excel) . 94
B.4 Berechnung der Umlagerungen für UHPC mit SAS 670/800 (Microsoft Excel) 95

C.1 Referenzstütze: Spannungen in ZZ-Richtung 97
C.2 Referenzstütze: Dehnungen in ZZ-Richtung 98
C.3 Referenzstütze: Spannungen in der Stützenbewehrung 99
C.4 Referenzstütze: Rissbilder 100

a Rissbild Deckendraufsicht 100
b Rissbild Deckenuntersicht 100
c Rissbild 3D-Ansicht 100
C.5 C50/60 ohne Aufweitung: Spannungen in ZZ-Richtung 101
C.6 C50/60 ohne Aufweitung: Dehnungen in ZZ-Richtung 102
C.7 C50/60 ohne Aufweitung: Spannungen in der Stützenbewehrung 103
C.8 C50/60 ohne Aufweitung: Rissbilder 104
a Rissbild Deckendraufsicht 104
b Rissbild Deckenuntersicht 104
c Rissbild 3D-Ansicht 104
C.9 C50/60 mit Aufweitung: Spannungen in ZZ-Richtung 105
C.10 C50/60 mit Aufweitung: Dehnungen in ZZ-Richtung 106
C.11 C50/60 mit Aufweitung: Spannungen in der Stützenbewehrung 107
C.12 C50/60 mit Aufweitung: Rissbilder 108
a Rissbild Deckendraufsicht 108
b Rissbild Deckenuntersicht 108
c Rissbild 3D-Ansicht 108

Tabellenverzeichnis

2.1 Zeittafel der Betonbauweise 10
2.2 Teilsicherheitsbeiwerte für UHPC [8] 15
2.3 Nenndurchmesser von SAS 670/800 19
2.4 Materialkennwerte 20
2.5 Dehnungen der unterschiedlichen Betonstähle 23
2.6 Vergleich Bewehrungsstahl Österreich/Deutschland 24
2.7 Differenz der Umlagerungen 25

3.1 Knickdiagramm Auswertung bei $\lambda = 100$ 36
3.2 Auswertung der vier Stützentypen 49

5.1 Stützentypen 59
5.2 Materialparameter für C50/60 60
5.3 Materialparameter für C30/37 60
5.4 Materialparameter für UHPC 61
5.5 Materialparameter Stahlplatte 61
5.6 Materialparameter für B 550 B 61
5.7 Materialparameter für SAS670/800 61
5.8 Materialparameter für Lasteinleitungs- und Auflagerplatte 61
5.9 GiD/Atena - Netzelemente ohne Aufweitung 65
5.10 GiD/Atena - Netzelemente mit Aufweitung 65
5.11 Auswertung der Kraft-Verschiebungskurve der Deckenknoten 67
5.12 Spannungen im Stützen-Deckenknoten 74

Diagrammverzeichnis

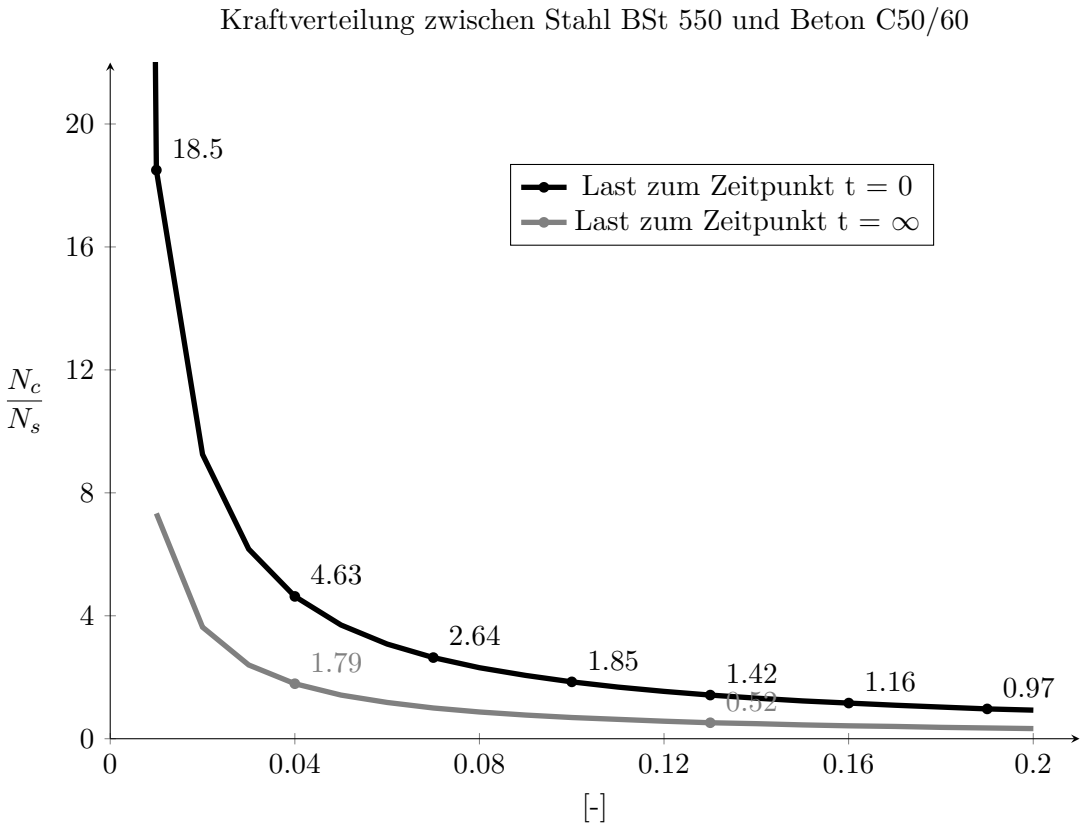
3.1 Kraftumlagerung in einem Stahlbetondruckglied durch Betonkriechen . . . 32
3.2 Kraftumlagerung durch Kriechen von Beton C50/60 auf Betonstahl B 550 . 40

5.1 Last-Verformungsbeziehungen der unterschiedlichen Varianten 66

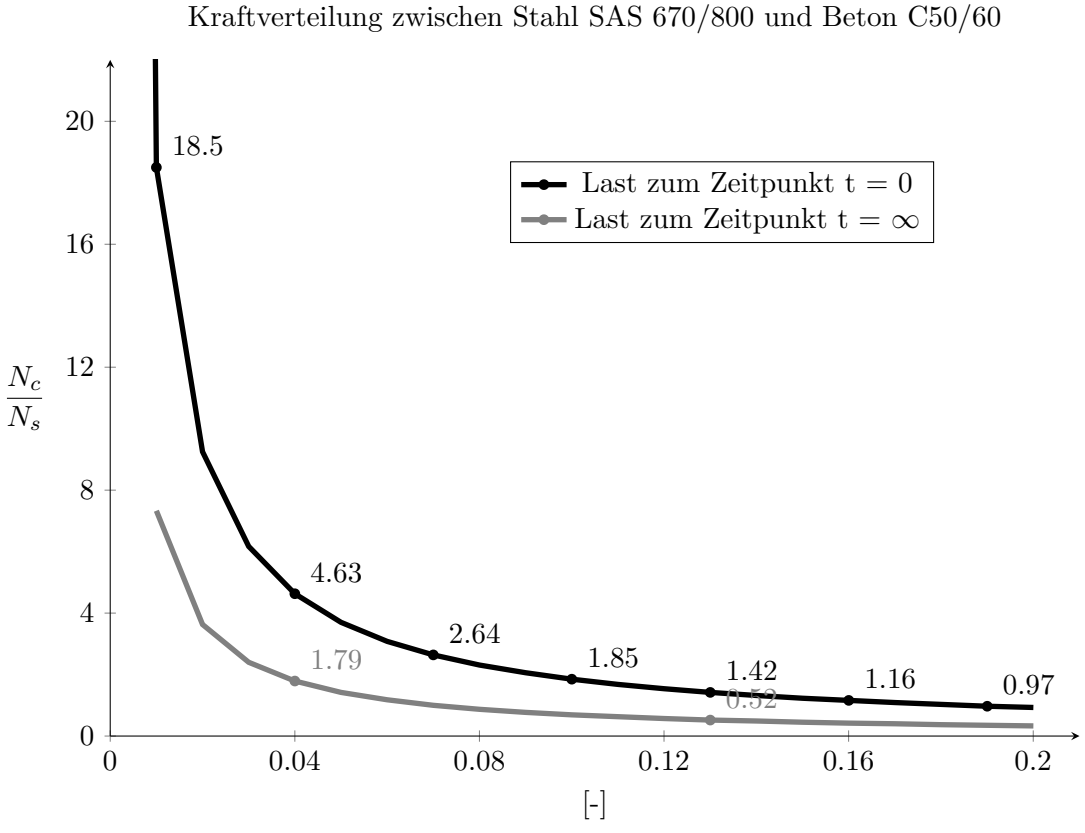
A.1 Kraftumlagerung durch Kriechen von C50/60 und BSt 550 87
A.2 Kraftumlagerung durch Kriechen von C50/60 und SAS 670/800 87
A.3 Kraftumlagerung durch Kriechen von UHPC und BSt 550 88
A.4 Kraftumlagerung durch Kriechen von UHPC und SAS 670/800 88

Anhang A

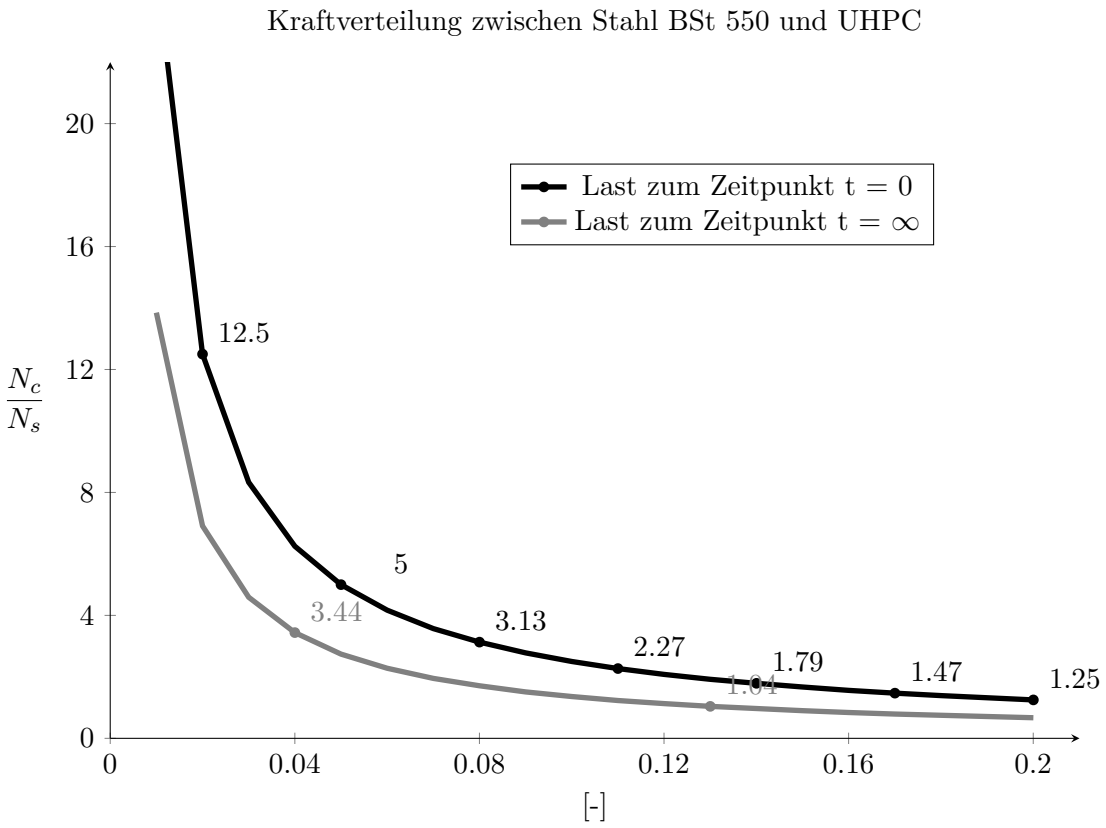
A.1 Lastverteilung zwischen Beton und Stahl durch Kriechen



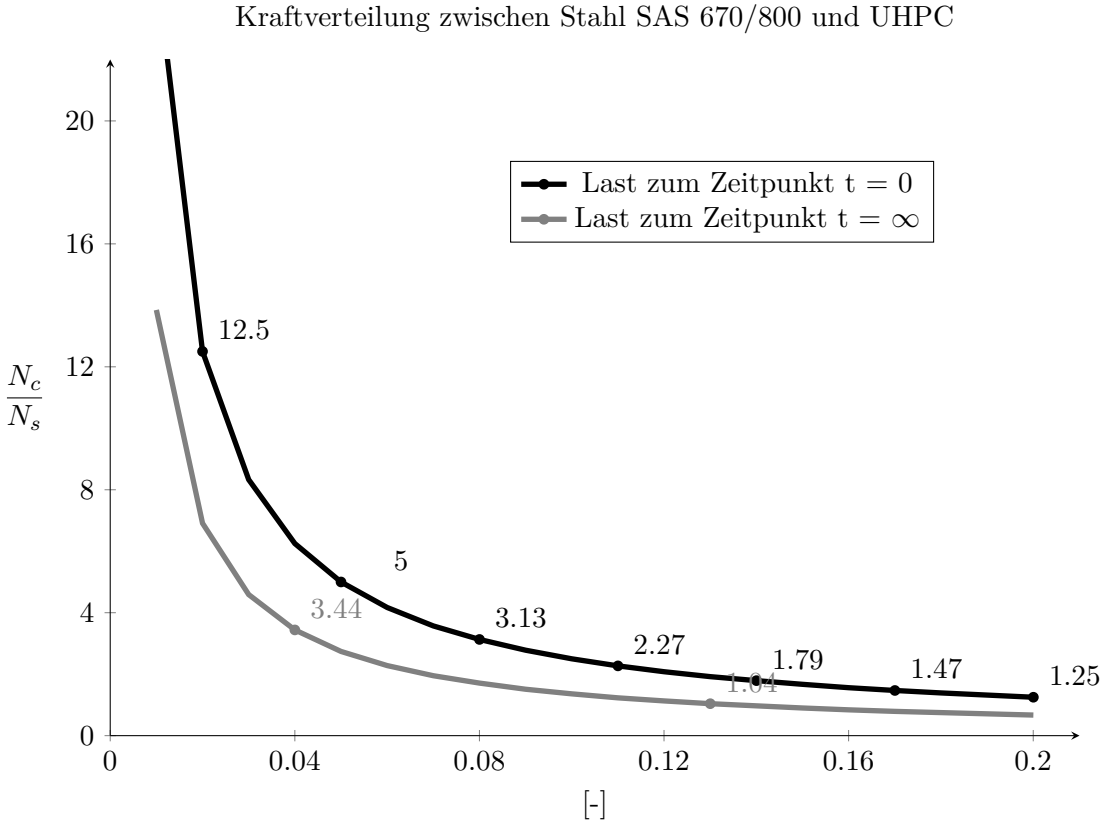
Dia. A.1: Kraftumlagerung durch Kriechen von C50/60 und BSt 550



Dia. A.2: Kraftumlagerung durch Kriechen von C50/60 und SAS 670/800



Dia. A.3: Kraftumlagerung durch Kriechen von UHPC und BSt 550



Dia. A.4: Kraftumlagerung durch Kriechen von UHPC und SAS 670/800

A.2 Euler'sche Knickfiguren

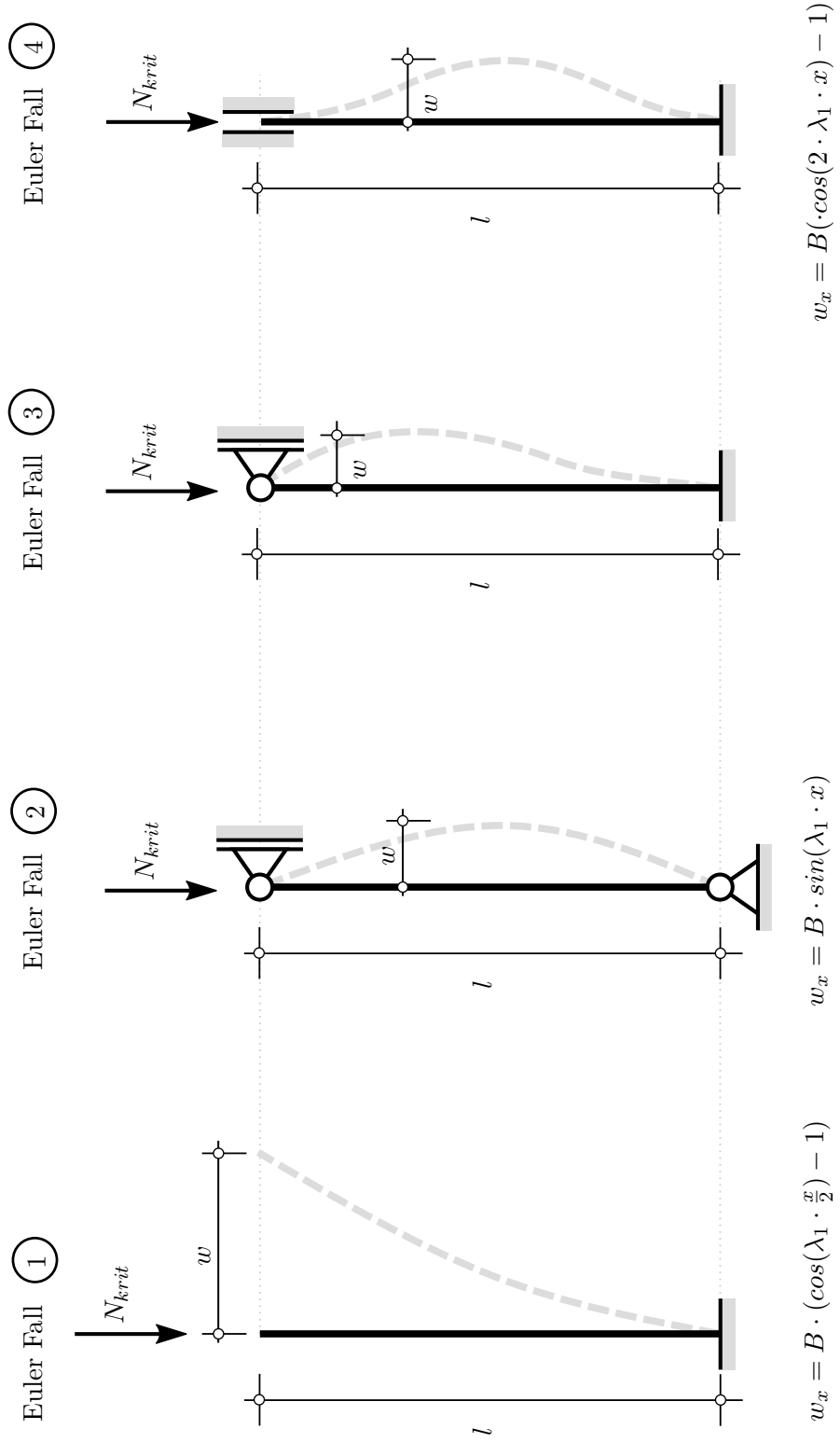


Abb. A.1: Eulerknickfälle

A.3 Knickdiagramm

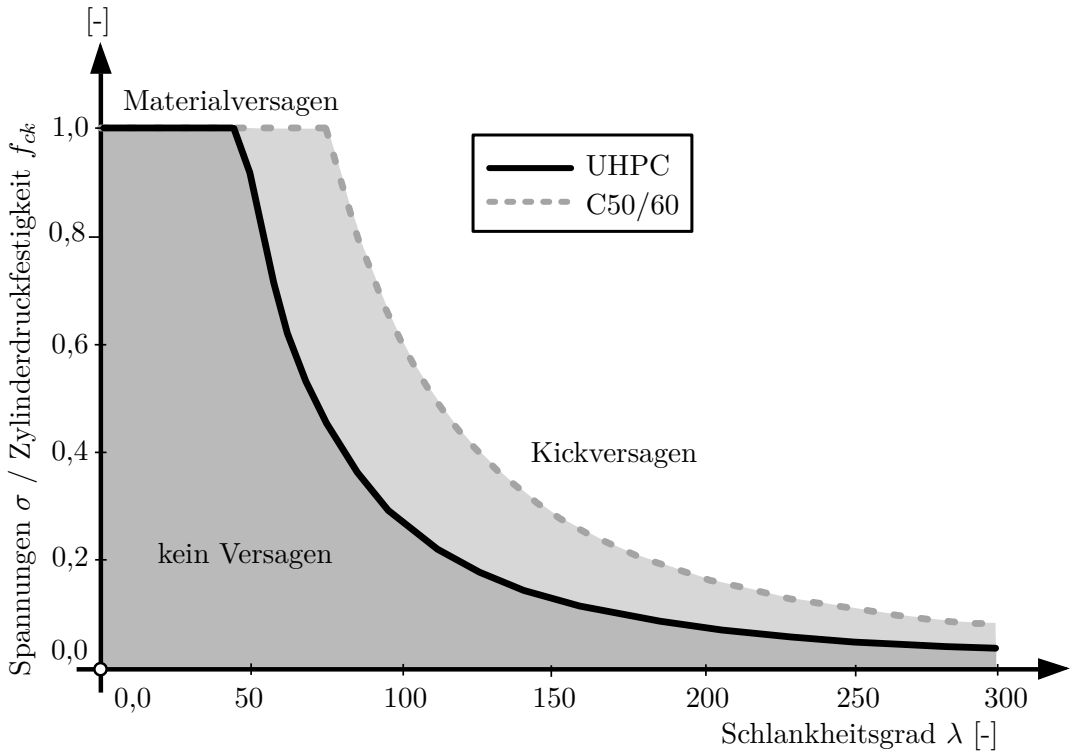


Abb. A.2: Knickkurve für UHPC und C50/60

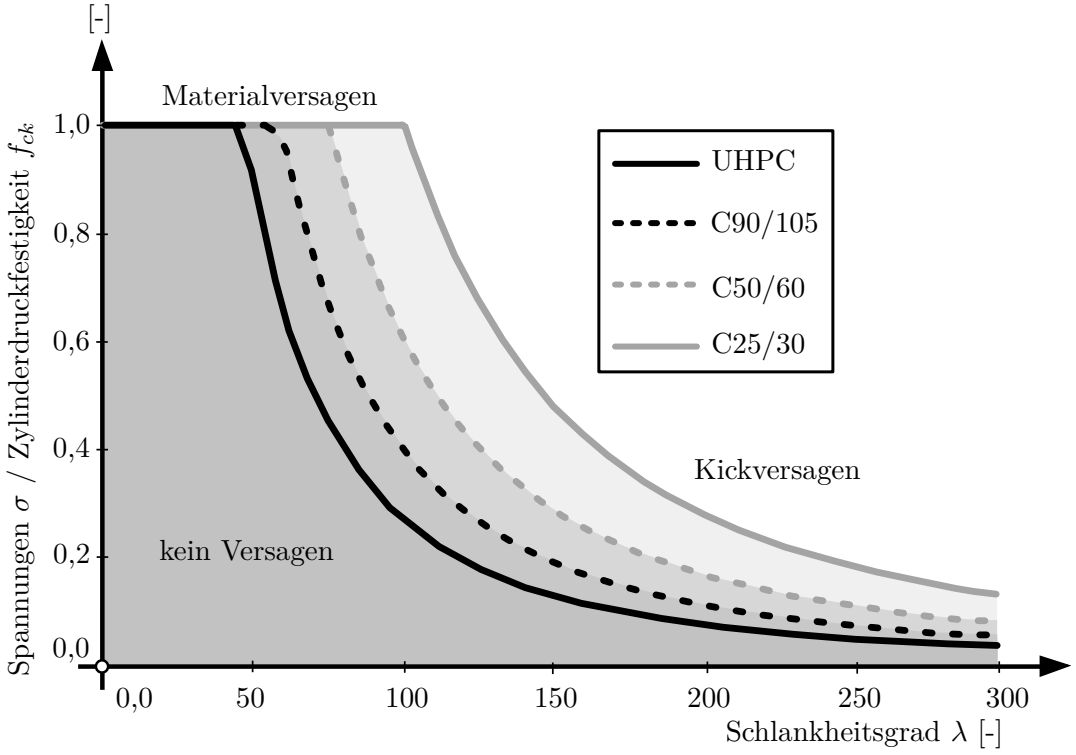


Abb. A.3: Knickkurve für UHPC, C90/105, C50/60 und C25/30

Anhang B

B.1 Optimierung von Stahlbetonstützen durch Kriechen

B.1.1 Berechnungen

Umlagerungen C50/60 & BSt 550

A_c =	10.000	[cm²]	ε =	2,00 ‰	
A_s =	400	[cm²]	ρ_l =	4,00%	
ϕ =	1,50	[-]	ρ_R =	0,8	[-]

$N_{Rd,max}$ [kN]
49.333

Betonstahl	[N/mm²]	55		γ_s
B 550	40	E_s=	20.000 kN/cm²	1,15

	f_{cd} [kN/cm²]	E_{cm} [kN/cm²]	α_E [-]	$N_{E,qs}$ [kN]	$N_{c,qs}$ [kN]	$N_{s,qs}$ [kN]	$\Delta N_{c,qs}$ [kN]	$N_{c,qs}(t=\infty)$ [kN]	$N_{s,qs}(t=\infty)$ [kN]	σ_{sd} [kN/cm²]
C50/60	3,3	3.700	5,41	29.600	24.338	5.262	-5.349	18.989	10.611	40,00
							Kontrolle:	**18.989**	**10.611**	

$\varepsilon_{c,1}$ = **-0,14 ‰** $\Delta\varepsilon$ = **0,81 ‰**

$\varepsilon_{s,1}$ = **-0,67 ‰**

Optimierung mittels Zielwertsuche

A_c =	9.403	[cm²]	ε =	2,00 ‰	
A_s =	376	[cm²]	ρ_l =	4,00%	
ϕ =	1,50	[-]	ρ_R =	0,8	[-]

$N_{Rd,max}$ [kN]
49.333

Betonstahl	[N/mm²]	55		γ_s
BSt 550	40	E_s=	20.000 kN/cm²	1,15

	f_{cd} [kN/cm²]	E_{cm} [kN/cm²]	α_E [-]	$N_{E,qs}$ [kN]	$N_{c,qs}$ [kN]	$N_{s,qs}$ [kN]	$\Delta N_{c,qs}$ [kN]	$N_{c,qs}(t=\infty)$ [kN]	$N_{s,qs}(t=\infty)$ [kN]	σ_{sd} [kN/cm²]
C50/60	3,3	3.700	5,41	29.600	24.338	5.262	-5.349	18.989	10.611	47,83
							Kontrolle:	**18.989**	**10.611**	

ε_c = **-0,15 ‰** $\Delta\varepsilon$ = **0,86 ‰** $\varepsilon_{FG\ [‰]}$ **1,000**

ε_s = **-0,71 ‰** ε_{Neu} = **2,86 ‰** **2,39**

Abb. B.1: Berechnung der Umlagerungen für C50/60 mit BSt 550 (Microsoft Excel)

Umlagerungen C50/60 & SAS 670/800

A_c =	10.000	[cm²]	ε =	2,00 ‰				$N_{Rd,max}$ [kN]		
A_s =	400	[cm²]	ρ_l =	4,00%				49.333		
ϕ =	1,50	[-]	ρ_R =	0,8	[-]					

Betonstahl	[N/mm²]	67		γ_s
SAS 670/800	40	E_s=	20.000 kN/cm²	1,15

	f_{cd} [kN/cm²]	E_{cm} [kN/cm²]	α_E [-]	$N_{E,qs}$ [kN]	$N_{c,qs}$ [kN]	$N_{s,qs}$ [kN]	$\Delta N_{c,qs}$ [kN]	$N_{c,qs}(t=\infty)$ [kN]	$N_{s,qs}(t=\infty)$ [kN]	σ_{sd} [kN/cm²]
C50/60	3,3	3.700	5,41	29.600	24.338	5.262	-5.349	18.989	10.611	26,53
							Kontrolle:	18.989	10.611	

$\varepsilon_{c,1}$ = -0,14 ‰ $\Delta\varepsilon$ = 0,81 ‰

$\varepsilon_{s,1}$ = -0,67 ‰

Optimierung mittels Zielwertsuche

A_c =	3.292	[cm²]	ε =	2,00 ‰				$N_{Rd,max}$ [kN]		
A_s =	658	[cm²]	ρ_l =	20,00%				49.333		
ϕ =	1,50	[-]	ρ_R =	0,8	[-]					

Betonstahl	[N/mm²]	67		γ_s
SAS 670/800	40	E_s=	20.000 kN/cm²	1,15

	f_{cd} [kN/cm²]	E_{cm} [kN/cm²]	α_E [-]	$N_{E,qs}$ [kN]	$N_{c,qs}$ [kN]	$N_{s,qs}$ [kN]	$\Delta N_{c,qs}$ [kN]	$N_{c,qs}(t=\infty)$ [kN]	$N_{s,qs}(t=\infty)$ [kN]	σ_{sd} [kN/cm²]
C50/60	3,3	3.700	5,41	29.600	14.223	15.377	-6.827	7.396	22.204	58,26
							Kontrolle:	7.396	22.204	

ε_c = -0,56 ‰ $\Delta\varepsilon$ = 1,08 ‰ $\varepsilon_{FG\ [‰]}$ 1,000

ε_s = -0,52 ‰ ε_{Neu} = 3,08 ‰ 2,91

Abb. B.2: Berechnung der Umlagerungen für C50/60 mit SAS 670/800 (Microsoft Excel)

Umlagerungen UHPC & BSt 550

A_c =	4.253	[cm²]	ε =	2,00 ‰				$N_{Rd,max}$ [kN]		
A_s =	170	[cm²]	ρ_l =	4,00%				49.333		
ϕ =	0,80	[-]	ρ_R =	0,8	[-]					

Betonstahl	[N/mm²]	55		γ_s
B 550	40	E_s=	20.000 kN/cm²	1,15

	f_{cd} [kN/cm²]	E_{cm} [kN/cm²]	α_E [-]	$N_{E,qs}$ [kN]	$N_{c,qs}$ [kN]	$N_{s,qs}$ [kN]	$\Delta N_{c,qs}$ [kN]	$N_{c,qs}(t=\infty)$ [kN]	$N_{s,qs}(t=\infty)$ [kN]	σ_{sd} [kN/cm²]
UHPC	10,0	5.000	4,00	29.600	25.517	4.083	-2.587	22.930	6.670	39,21
							Kontrolle:	22.930	6.670	

$\varepsilon_{c,1}$ = -0,12 ‰ $\Delta\varepsilon$ = 0,88 ‰

$\varepsilon_{s,1}$ = -0,76 ‰

Optimierung mittels Zielwertsuche

A_c =	4.141	[cm²]	ε =	2,00 ‰				$N_{Rd,max}$ [kN]		
A_s =	166	[cm²]	ρ_l =	4,00%				49.333		
ϕ =	0,80	[-]	ρ_R =	0,8	[-]					

Betonstahl	[N/mm²]	55		γ_s
B 550	40	E_s=	20.000 kN/cm²	1,15

	f_{cd} [kN/cm²]	E_{cm} [kN/cm²]	α_E [-]	$N_{E,qs}$ [kN]	$N_{c,qs}$ [kN]	$N_{s,qs}$ [kN]	$\Delta N_{c,qs}$ [kN]	$N_{c,qs}(t=\infty)$ [kN]	$N_{s,qs}(t=\infty)$ [kN]	σ_{sd} [kN/cm²]
UHPC	10,0	5.000	4,00	29.600	25.517	4.083	-2.587	22.930	6.670	47,83
							Kontrolle:	22.930	6.670	

ε_c = -0,12 ‰ $\Delta\varepsilon$ = 0,91 ‰ $\varepsilon_{FG\ [‰]}$ 1,000

ε_s = -0,78 ‰ ε_{Neu} = 2,91 ‰ 2,39

Abb. B.3: Berechnung der Umlagerungen für UHPC mit BSt 550 (Microsoft Excel)

Umlagerungen UHPC & SAS 670/800 Bewehrungsgrad 20%

A_c =	2.741	[cm²]	ε =	2,00 ‰		
A_s =	548	[cm²]	ρ_l =	20,00%		
ϕ =	0,80	[-]	ρ_R =	0,8	[-]	

$N_{Rd,max}$ [kN]
49.333

Betonstahl	[N/mm²]	67		γ_s
SAS 670/800	40	E_s=	20.000 kN/cm²	1,15

	f_{cd} [kN/cm²]	E_{cm} [kN/cm²]	α_E [-]	$N_{E,qs}$ [kN]	$N_{c,qs}$ [kN]	$N_{s,qs}$ [kN]	$\Delta N_{c,qs}$ [kN]	$N_{c,qs}(t=\infty)$ [kN]	$N_{s,qs}(t=\infty)$ [kN]	σ_{sd} [kN/cm²]
UHPC	10,0	5.000	4,00	29.600	16.444	13.156	-4.552	11.892	17.708	32,30
							Kontrolle:	11.892	17.708	

$\varepsilon_{c,1}$ = -0,33 ‰ $\Delta\varepsilon$ = 0,75 ‰

$\varepsilon_{s,1}$ = -0,42 ‰

Optimierung mittels Zielwertsuche

A_c =	2.286	[cm²]	ε =	2,00 ‰		
A_s =	457	[cm²]	ρ_l =	20,00%		
ϕ =	0,80	[-]	ρ_R =	0,8	[-]	

$N_{Rd,max}$ [kN]
49.333

Betonstahl	[N/mm²]	67		γ_s
SAS 670/800	40	E_s=	20.000 kN/cm²	1,15

	f_{cd} [kN/cm²]	E_{cm} [kN/cm²]	α_E [-]	$N_{E,qs}$ [kN]	$N_{c,qs}$ [kN]	$N_{s,qs}$ [kN]	$\Delta N_{c,qs}$ [kN]	$N_{c,qs}(t=\infty)$ [kN]	$N_{s,qs}(t=\infty)$ [kN]	σ_{sd} [kN/cm²]
UHPC	10,0	5.000	4,00	29.600	16.444	13.156	-4.552	11.892	17.708	57,93
							Kontrolle:	11.892	17.708	

ε_c = -0,40 ‰ $\Delta\varepsilon$ = 0,90 ‰ $\varepsilon_{FG\ [‰]}$ 1,000

ε_s = -0,50 ‰ ε_{Neu} = 2,90 ‰ 2,91

Abb. B.4: Berechnung der Umlagerungen für UHPC mit SAS 670/800 (Microsoft Excel)

Anhang C

C.1 ATENA 3D - Berechnungen

C.1.1 Referenzstütze

Spannungen:
Die Abbildung C.1 zeigt die Spannungen im Deckenknoten bei einer Last von 2607,69 kN.

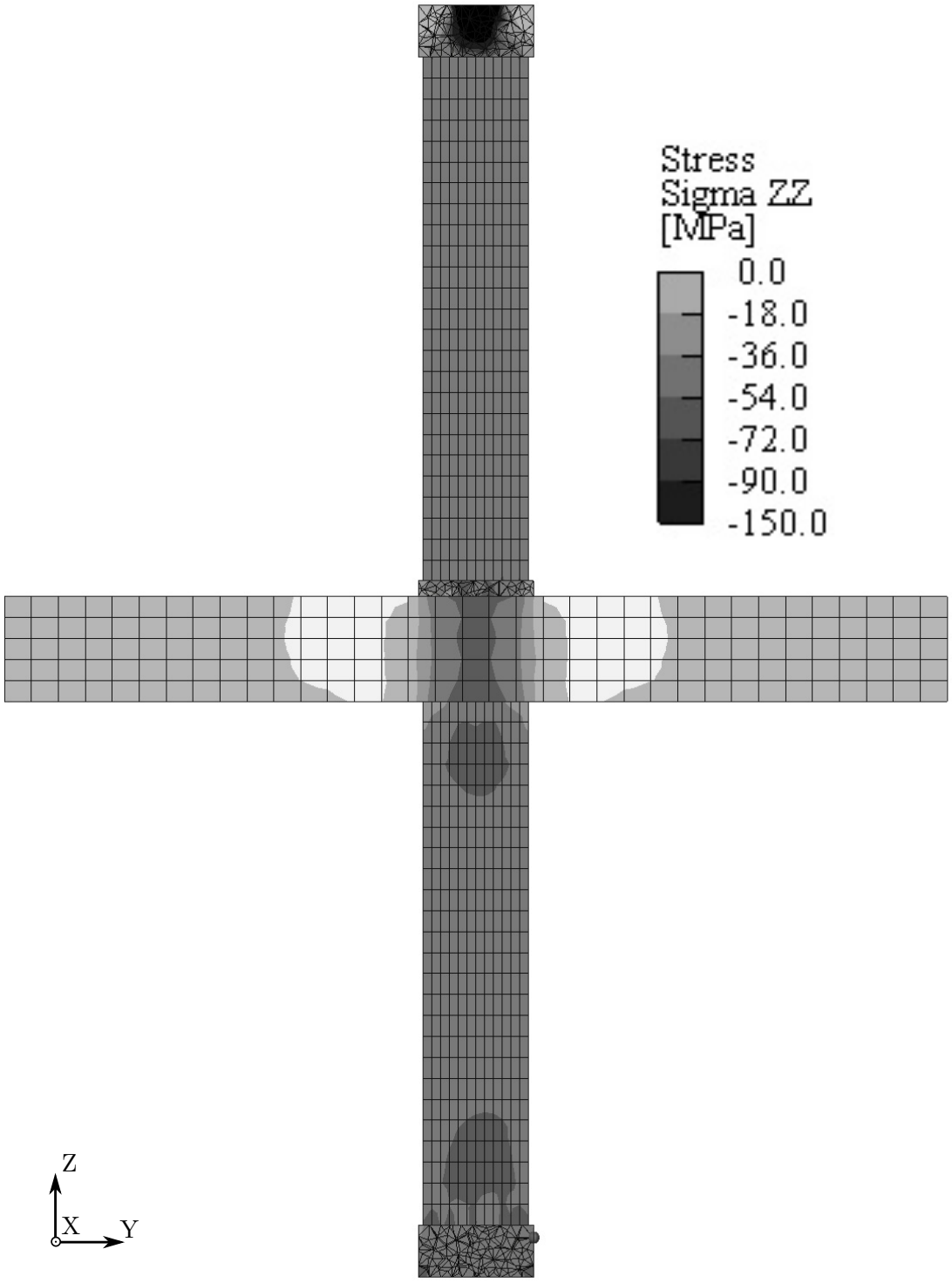


Abb. C.1: Referenzstütze: Spannungen in ZZ-Richtung

Dehnungen:
Die Abbildung C.2 zeigt die maximalen Dehnungen im Deckenknoten bei einer Last von 2607,69 kN.

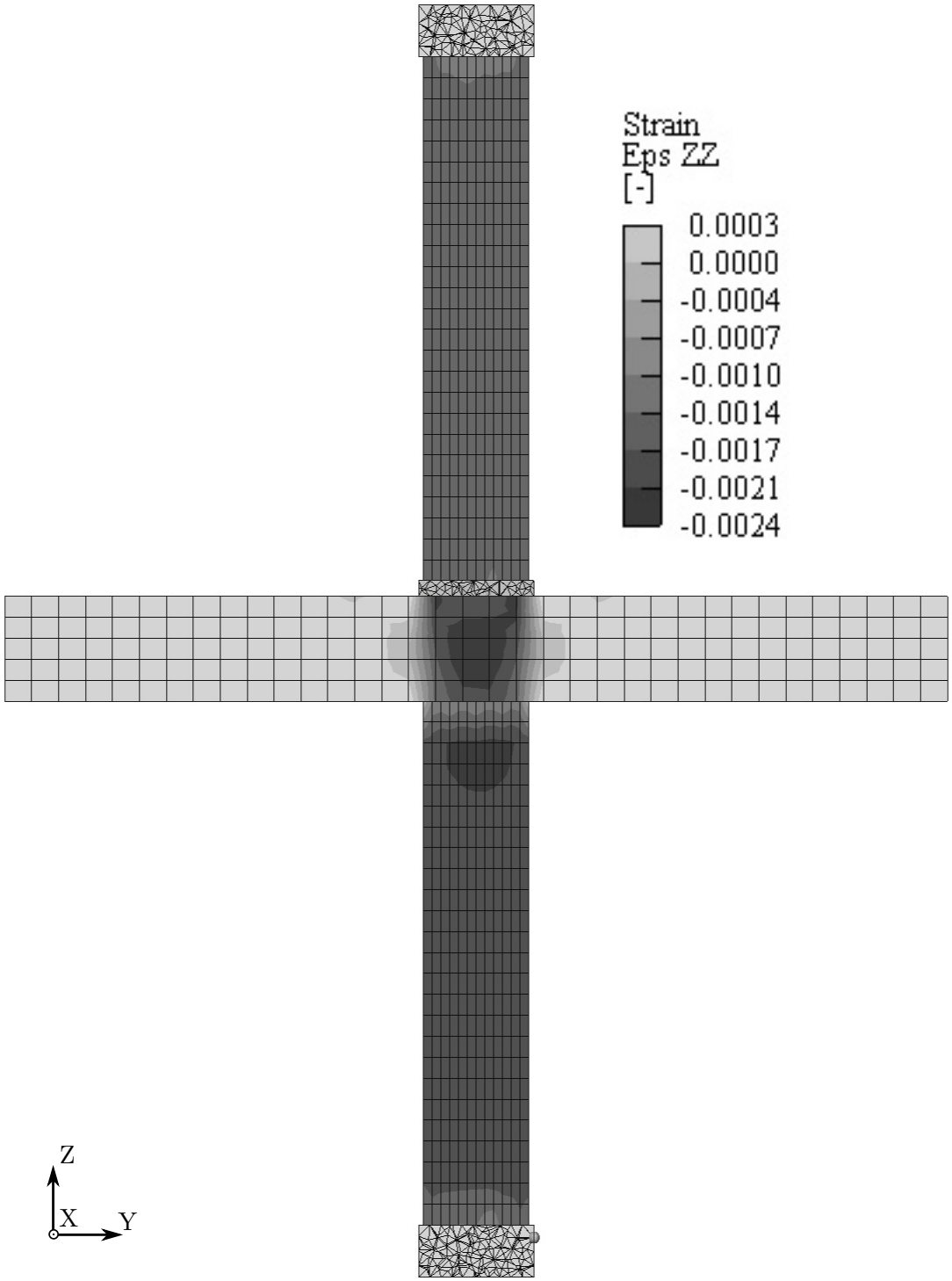


Abb. C.2: Referenzstütze: Dehnungen in ZZ-Richtung

Spannungen in der Stützenbewehrung:
Die Abbildung C.3 zeigt die maximalen Spannungen in der Stützenbewehrung bei einer Last von 2607,69 kN.

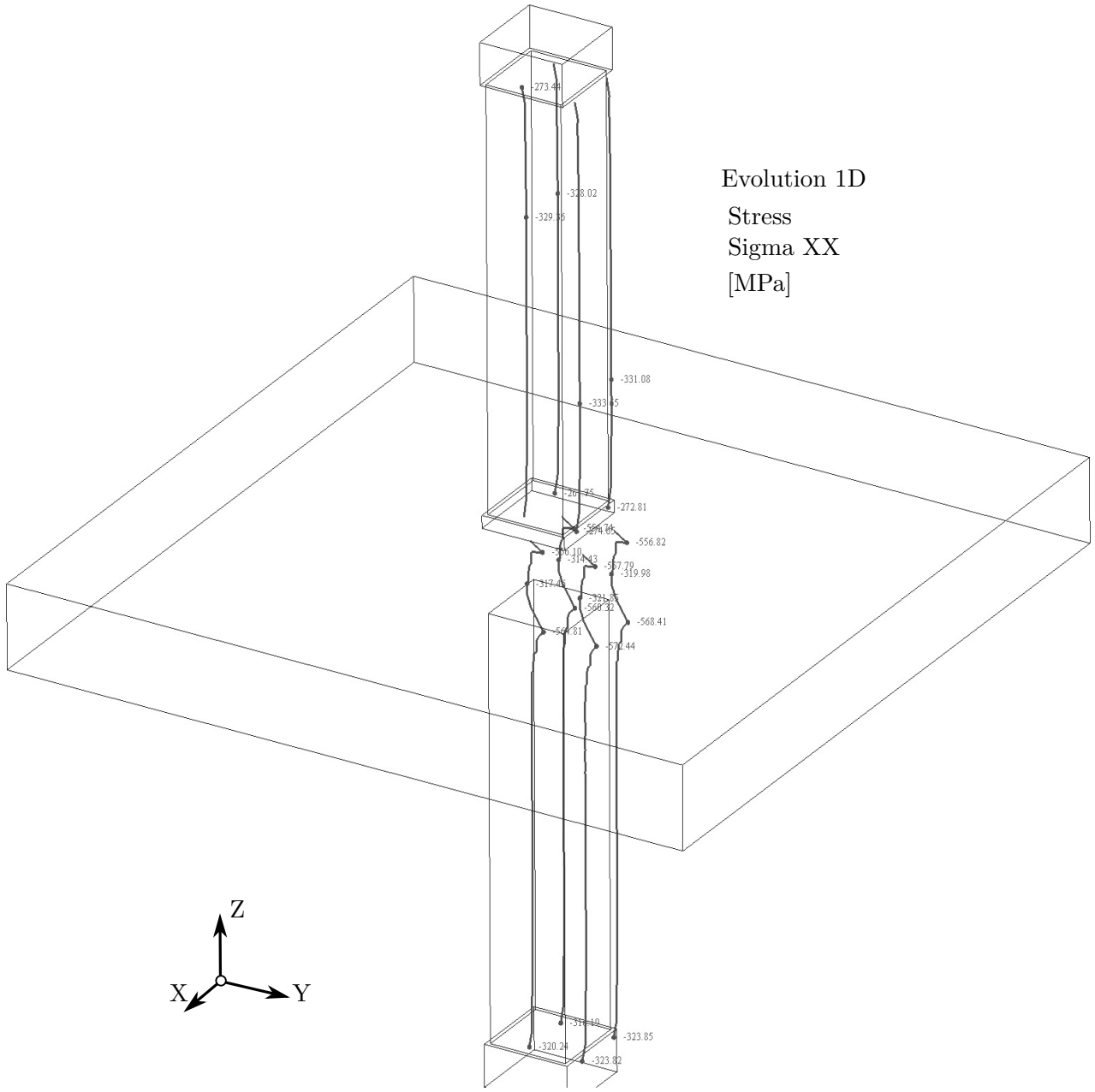
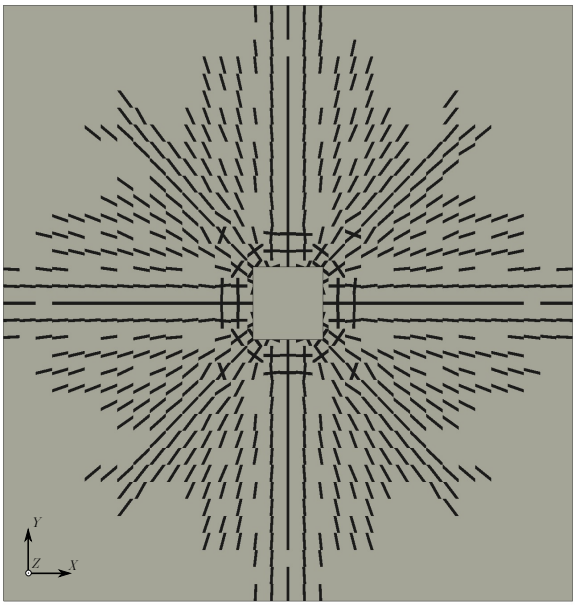
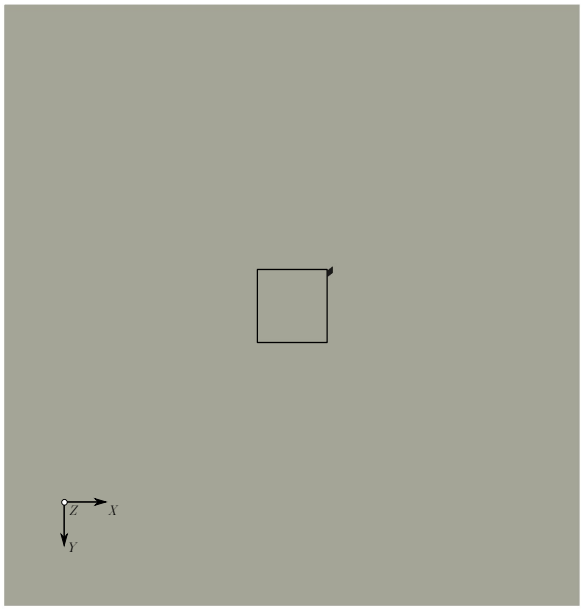


Abb. C.3: Referenzstütze: Spannungen in der Stützenbewehrung

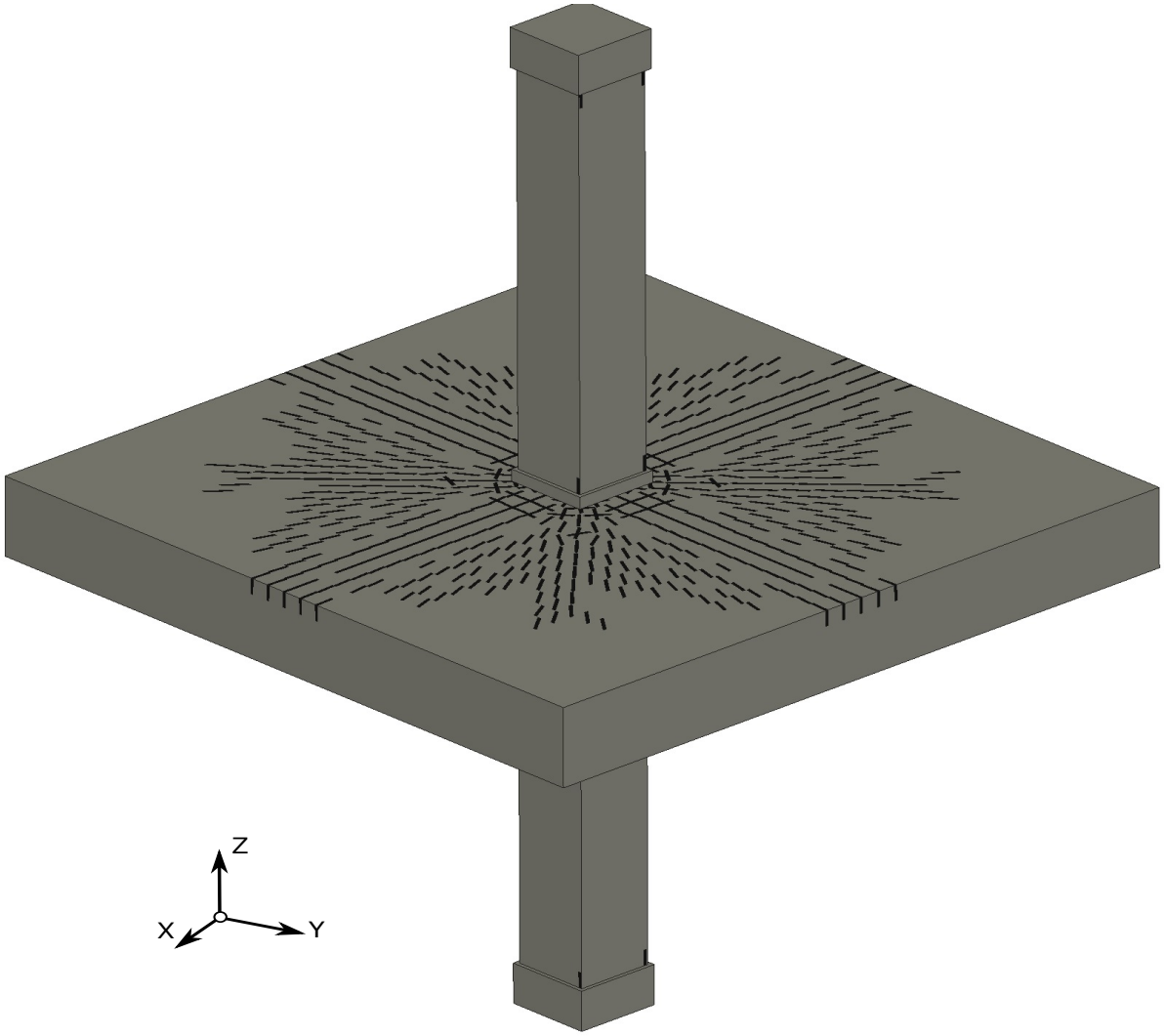
Rissbilder bei der maximal einwirkenden Kraft:



(a) Rissbild Deckendraufsicht



(b) Rissbild Deckenuntersicht



(c) Rissbild 3D-Ansicht

Abb. C.4: Referenzstütze: Rissbilder

C.1.2 C50/60 mit SAS670/800 ohne Aufweitung

Spannungen:
Die Abbildung C.5 zeigt die Spannungen im Deckenknoten bei einer Last von 4216,80 kN.

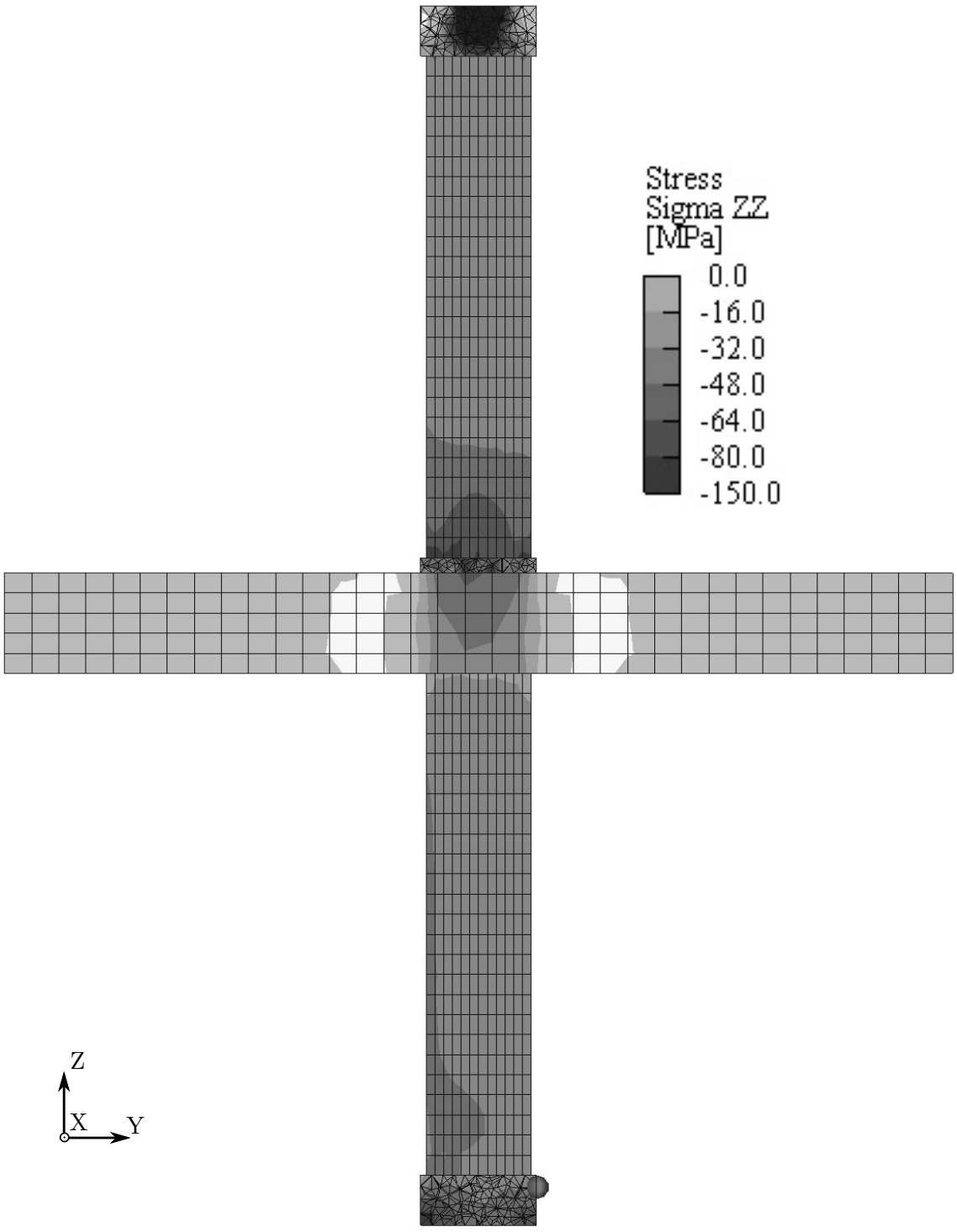


Abb. C.5: C50/60 ohne Aufweitung: Spannungen in ZZ-Richtung

Dehnungen:
Die Abbildung C.6 zeigt die maximalen Dehnungen im Deckenknoten bei einer Last von 4216,80 kN.

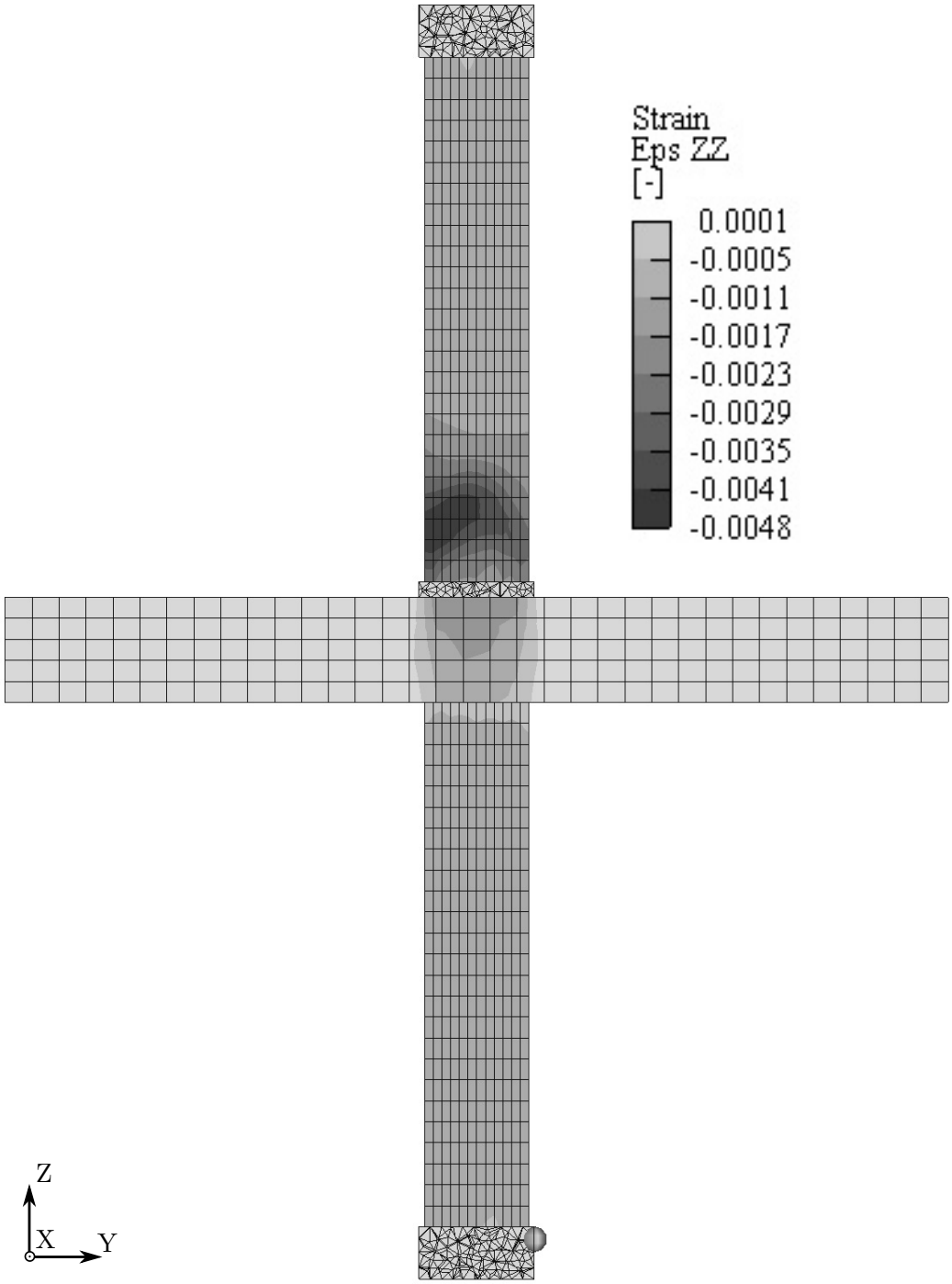


Abb. C.6: C50/60 ohne Aufweitung: Dehnungen in ZZ-Richtung

Spannungen in der Stützenbewehrung:
Die Abbildung C.7 zeigt die maximalen Spannungen in der Stützenbewehrung bei einer Last von 4216,80 kN.

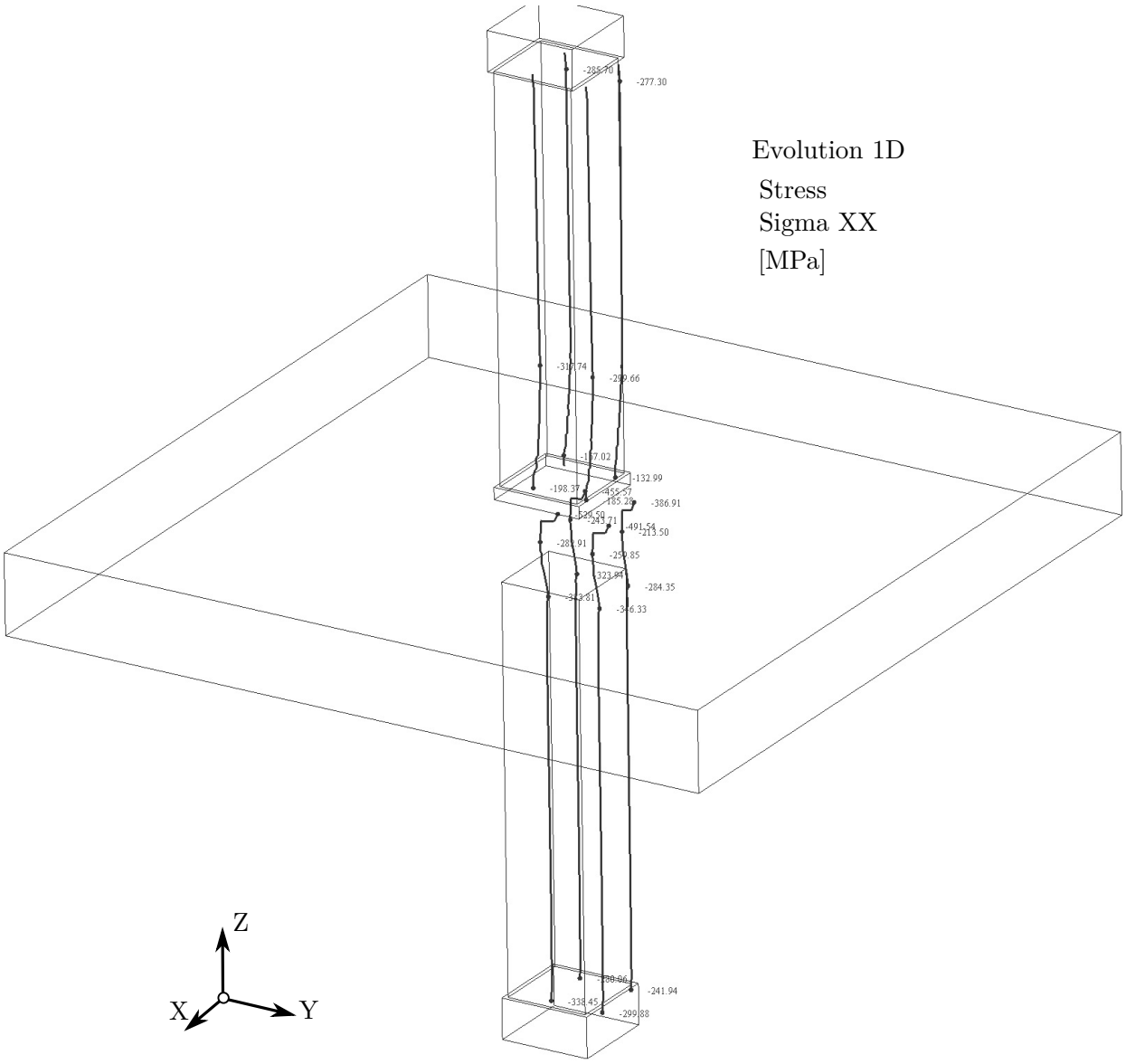
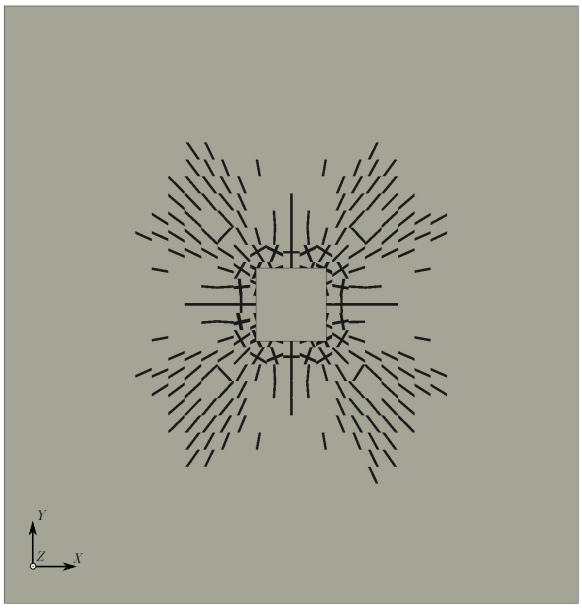
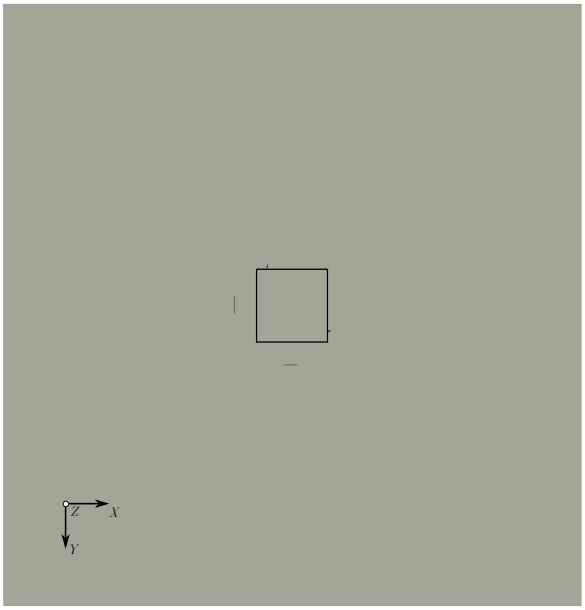


Abb. C.7: C50/60 ohne Aufweitung: Spannungen in der Stützenbewehrung

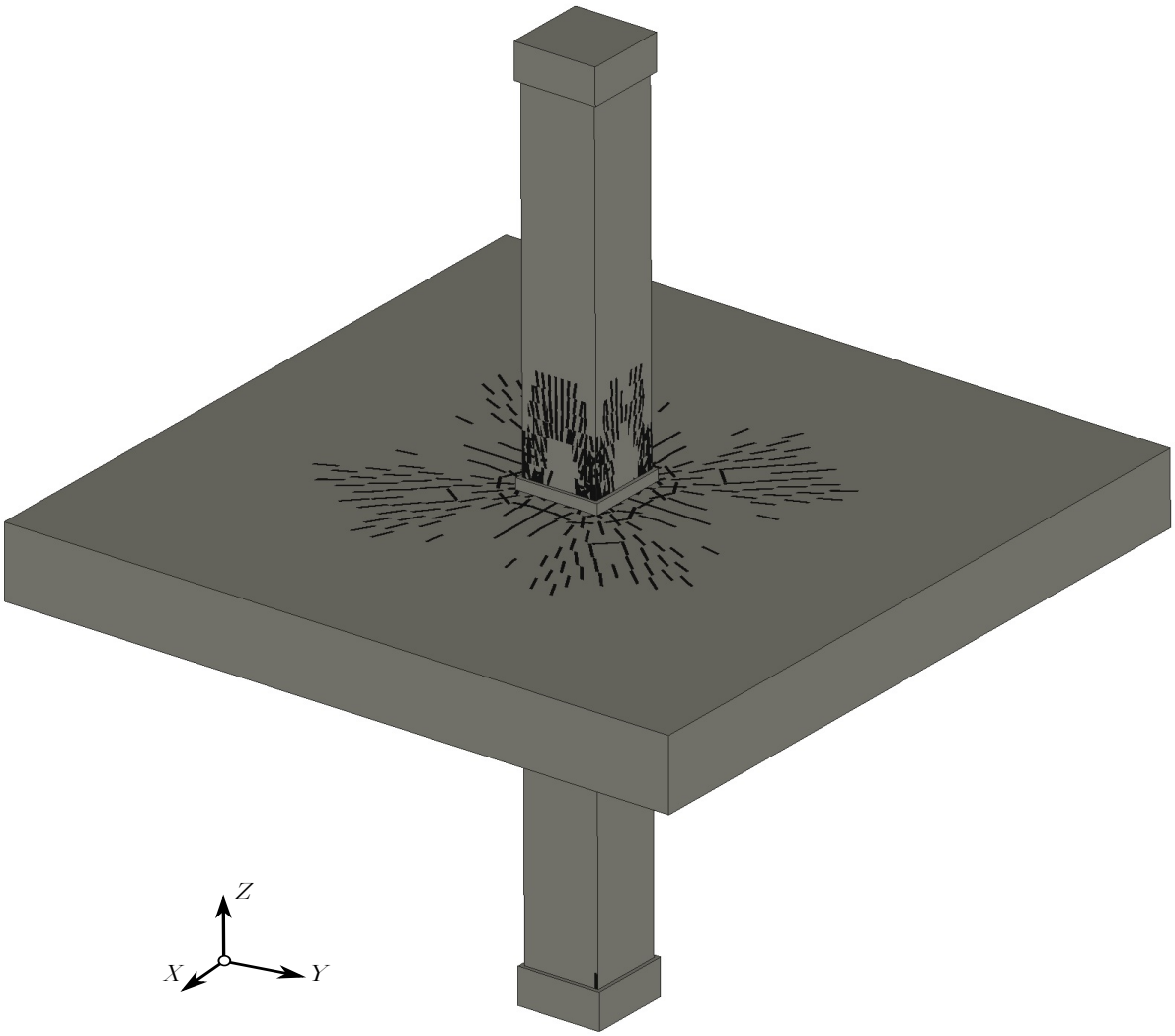
Rissbilder bei der maximal einwirkenden Kraft:



(a) Rissbild Deckendraufsicht



(b) Rissbild Deckenuntersicht



(c) Rissbild 3D-Ansicht

Abb. C.8: C50/60 ohne Aufweitung: Rissbilder

C.1.3 C50/60 mit SAS670/800 mit Aufweitung

Spannungen:
Die Abbildung C.9 zeigt die Spannungen im Deckenknoten bei einer Last von 4216,80 kN.

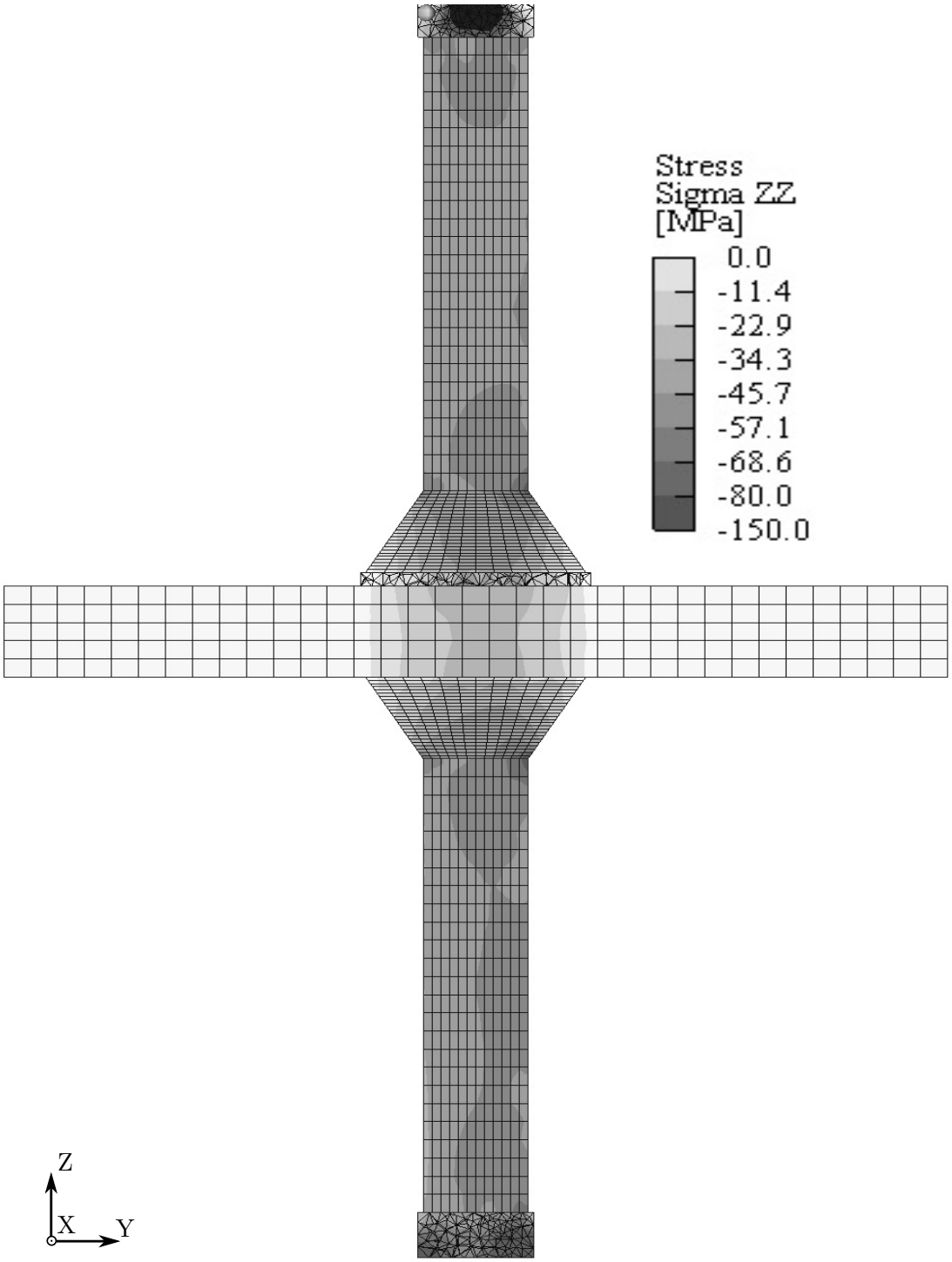


Abb. C.9: C50/60 mit Aufweitung: Spannungen in ZZ-Richtung

Dehnungen:
Die Abbildung C.10 zeigt die maximalen Dehnungen im Deckenknoten bei einer Last von 4216,80 kN.

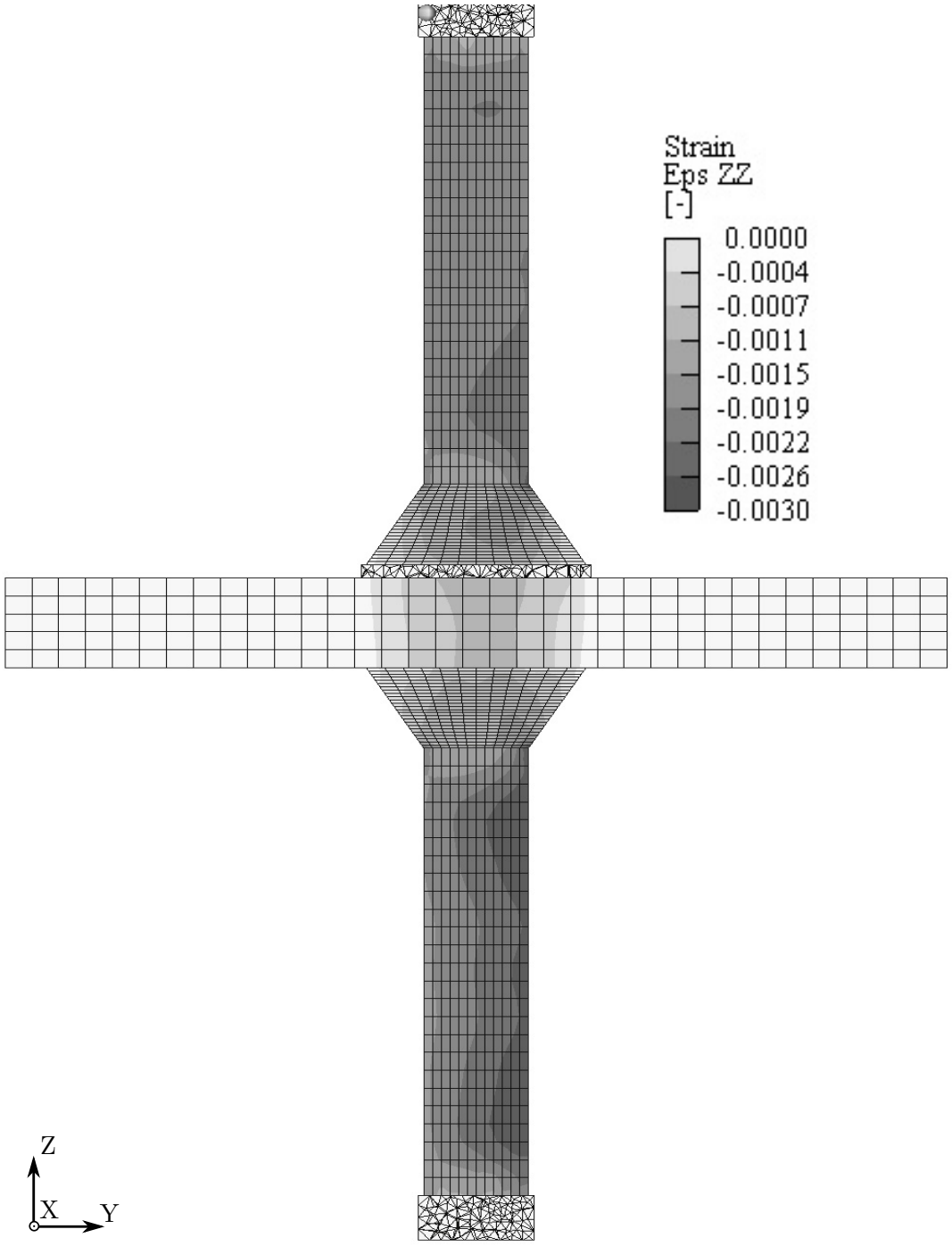


Abb. C.10: C50/60 mit Aufweitung: Dehnungen in ZZ-Richtung

Spannungen in der Stützenbewehrung:
Die Abbildung C.11 zeigt die maximalen Spannungen in der Stützenbewehrung bei einer Last von 4216,80 kN.

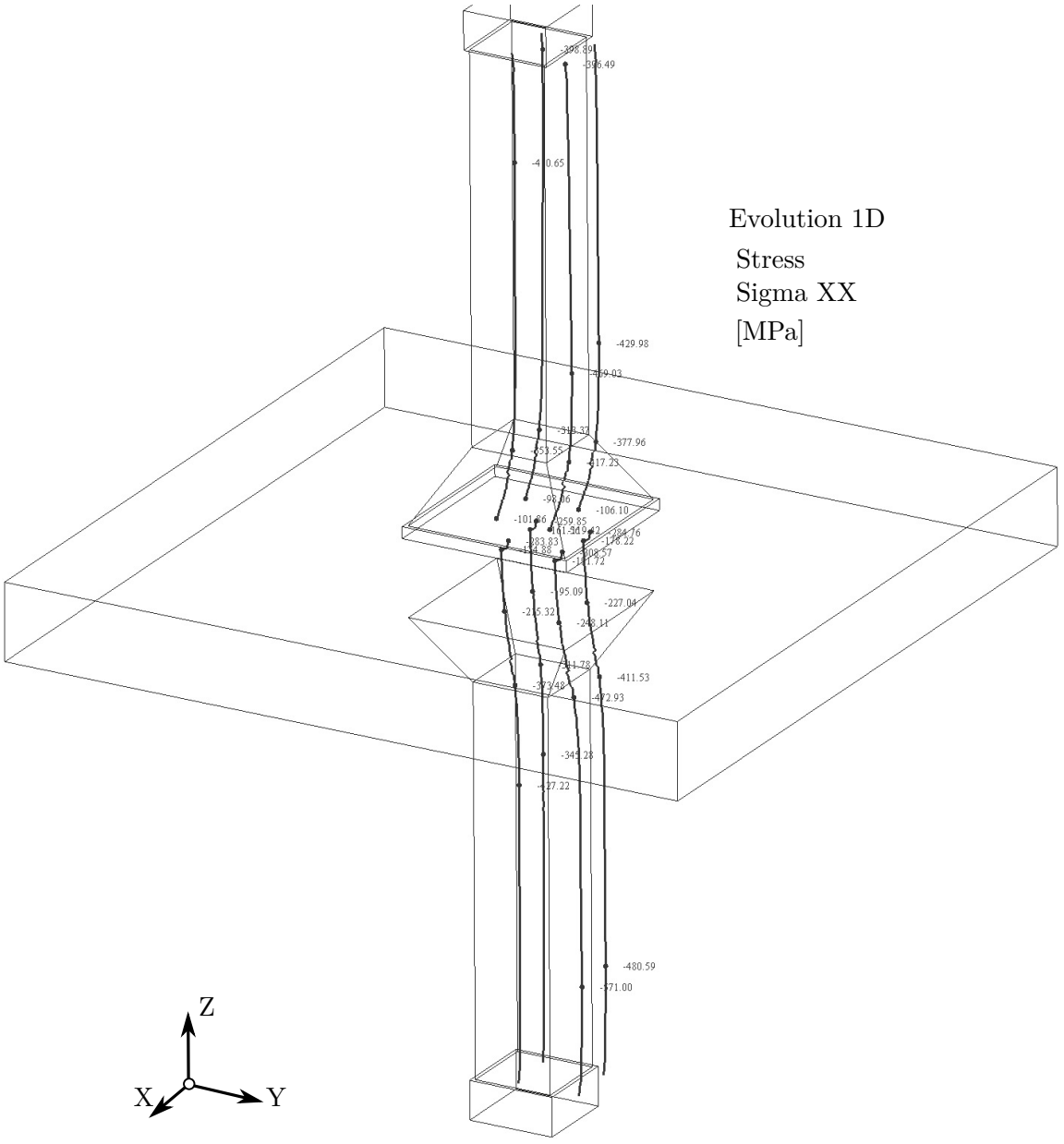
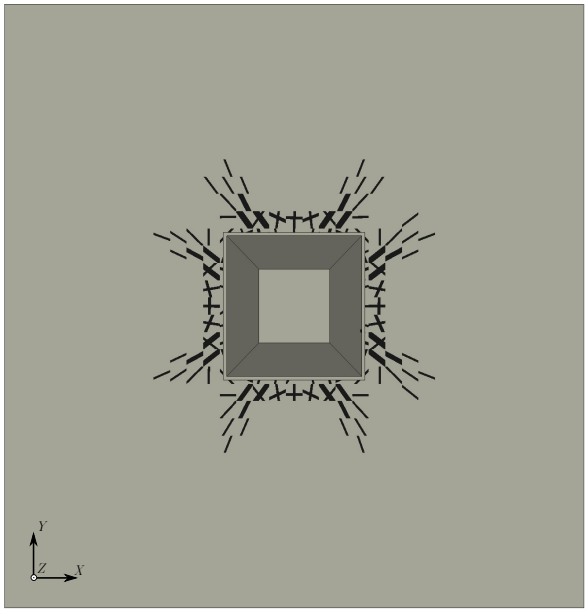
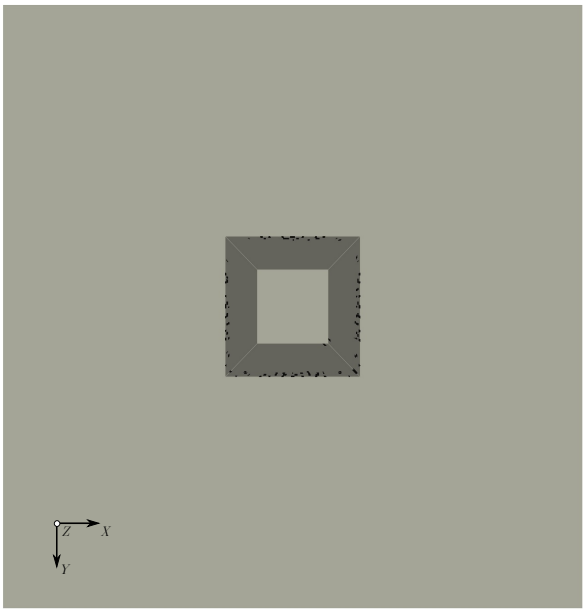


Abb. C.11: C50/60 mit Aufweitung: Spannungen in der Stützenbewehrung

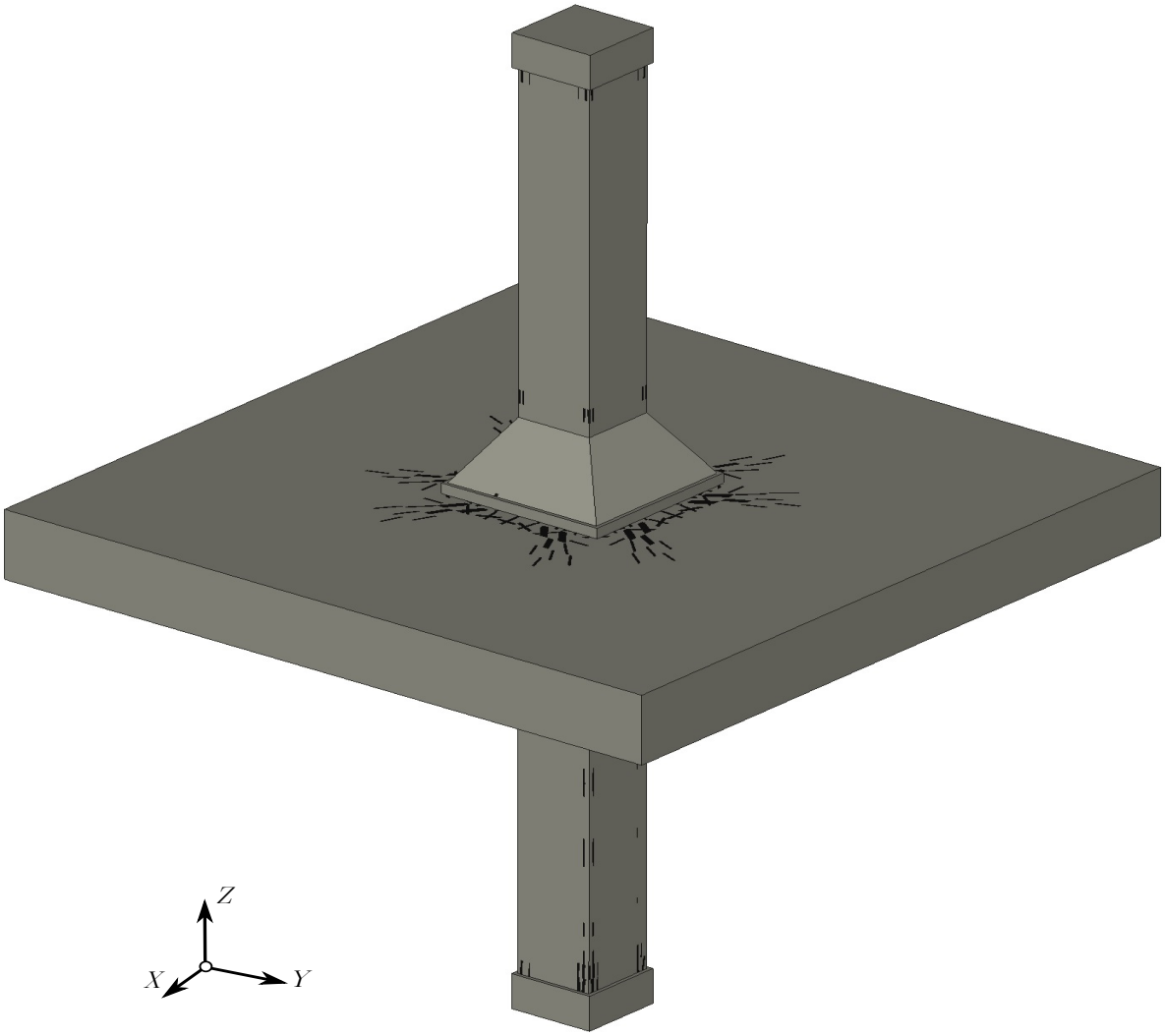
Rissbilder bei der maximal einwirkenden Kraft:



(a) Rissbild Deckendraufsicht



(b) Rissbild Deckenuntersicht



(c) Rissbild 3D-Ansicht

Abb. C.12: C50/60 mit Aufweitung: Rissbilder