



Universität für Bodenkultur Wien
Department für Bautechnik und
Naturgefahren
Institut für Konstruktiven Ingenieurbau

Numerische Schädigungssimulation eines ermüdungsbeanspruchten Schwerkraftfundamentes für Offshore-Windenergieanlagen

Masterarbeit

zur Erlangung des akademischen Grades eines

Diplom Ingenieurs

der Technischen Wissenschaften

der Studienrichtung Kulturtechnik und Wasserwirtschaft

an der Universität für Bodenkultur – Wien

Betreuung:

Assoc. Prof. Dr. Alfred Strauss

DI Susanne Urban

eingereicht von

Robert Schütz

vorgelegt am 12.07.2013, Wien

Eidesstattliche Erklärung zur Masterarbeit

Ich versichere hiermit, diese Masterarbeit selbstständig und lediglich unter Benutzung der angegebenen Quellen verfasst zu haben.

Die vorliegende Arbeit wurde bisher noch nicht im Rahmen eines anderen Prüfungsverfahrens eingereicht.

Wien, am 12.07.2013

.....

Schütz Robert

KURZFASSUNG

Das Ziel der vorliegenden Arbeit ist die numerische Erfassung eines ermüdungsbeanspruchten Testfundamentes für Offshore Windkraftanlagen. Als explizite Fallstudie wird ein von der Fa. Züblin AG errichtetes Schwerkrafftament in Cuxhaven, nahe Hamburg, herangezogen. Generell sind diese Offshore Konstruktionen während ihrer gesamten Lebensdauer dynamischen Lasten unterworfen, welche Ermüdungsschäden in der Betonmatrix hervorrufen.

Das aktuelle Bemessungskonzept kann jedoch das tatsächliche Ermüdungsverhalten von zyklisch beanspruchten Offshore Fundamenten nur unzureichend abbilden, da u.a. der Effekt der Spannungsumlagerung nicht berücksichtigt wird. Die Folge sind unwirtschaftliche Querschnitte und eine Unterschätzung der Nutzungsdauer.

Mithilfe eines linearen, iterativen Schädigungsablaufes soll ein möglichst realitätsnaher Betonermüdungsprozess simuliert werden. Ein Ziel dieser Arbeit ist einen Beitrag zu schaffen, der aufzeigt, dass es aufgrund der progressiven Materialsteifigkeitsdegradation zu einer Spannungsumverteilung kommt, die letztendlich eine Verlängerung der theoretischen Nutzungsdauer bewirkt.

Diese Simulation wird als Vorstudie für eine Versuchsreihe, an dem zuvor erwähnten realen Bauwerk verwendet. Es ist geplant diese Struktur mittels zyklischer Belastung zur Gänze zu schädigen. Die tatsächliche Entwicklung der Betonschädigung wird mithilfe eines entsprechenden Monitoringsystems eruiert. Diese Erkenntnisse fließen in weiterer Folge in die Restlebensdauerbestimmung von ermüdungsbeanspruchten Strukturen ein.

ABSTRACT

The aim of this thesis is to determine the numerical detection of a fatigue loaded test foundation of offshore wind turbines. As an explicit case study a gravity base foundation in Cuxhaven near Hamburg, built by the company Züblin, is used. Generally, these offshore structures are throughout their lifetime subject to dynamic loads that cause fatigue damage in the concrete matrix.

The current design concept represents the actual fatigue behavior of cyclic loading of offshore foundations only inadequate, because among other things the effect of the stress redistribution is not considered. The results are inefficient cross-sections and an underestimation of the useful lifetime.

By using a linear, iterative damage process a realistic as possible concrete fatigue process will be simulated. One goal of this work is to make a contribution, which shows that due to the progressive degradation of material stiffness a stress redistribution follows, which ultimately causes an extension of the theoretical service life.

This simulation is used as a preliminary to a series of experiments on the real structure previously mentioned. It is planned to damage this structure by cyclic loading in full. The actual development of the concrete damage will be analyzed by an appropriate monitoring system. These findings are incorporated subsequently into the remaining life determination of fatigue loaded structures.

INHALTSVERZEICHNIS

KURZFASSUNG	I
ABSTRACT	II
INHALTSVERZEICHNIS	III
ABKÜRZUNGSVERZEICHNIS	VI
ABBILDUNGSVERZEICHNIS	IX
TABELLENVERZEICHNIS	XI
1 EINLEITUNG UND ZIELSETZUNG	1
2 THEORETISCHE GRUNDLAGEN	4
2.1 Allgemein.....	4
2.2 Allgemeines Materialverhalten von Beton	4
2.2.1 Einaxiale statische Druckbeanspruchung	4
2.3 Ermüdungsverhalten von Beton	9
2.3.1 Wöhlerkurven für Beton	10
2.3.2 Betonschädigungsmodell	11
2.3.3 Schadensakkumulationshypothese.....	14
2.4 CEB-FIB Model Code	15
2.4.1 Änderungen des Ermüdungsbemessungsmodells nach MC 2010.....	18
3 FALLSTUDIE TESTFUNDAMENT IN CUXHAVEN	19
3.1 Allgemeines	19
3.2 Angaben zum Testfundament	20
3.2.1 Konzeption	20
3.2.2 Materialparameter	24
3.2.3 Monitoringsystem.....	25
3.3 Vorstudie	27
3.3.1 Zielsetzung.....	27
3.3.2 Statisches System	27

3.3.3 Lasten	29
3.3.4 Spannungsermittlung des bestehenden Testfundamentes	31
3.3.5 Schaftschwächung.....	33
3.3.6 Ergebnisse der Vorstudie.....	35
4 BETONERMÜDUNGSNACHWEIS.....	37
4.1 Allgemeines.....	37
4.2 Spannungsfaktoren	38
4.3 Abschätzung der Bruchlastspielzahl gemäß Model Code	39
4.3.1 Allgemeines	39
4.3.2 Vereinfachter Nachweis	40
4.3.3 Direkter Nachweis.....	41
5 NUMERISCHE SIMULATION DES TESTFUNDAMENTS IN CUXHAVEN.....	44
5.1 Atena 2D	44
5.1.1 Allgemeines	44
5.1.2 Modelleingabe.....	44
5.1.3 Ergebnisse innerhalb der Querschnittsschwächung	48
5.1.4 Gegenüberstellung der Ergebnisse.....	53
5.2 Sofistik.....	61
5.2.1 Allgemeines	61
5.2.2 Modelleingabe.....	61
5.2.3 Materialparameter	62
5.2.4 Lastfälle	64
5.2.5 Ergebnisse	64
6 SIMULATION DER SPANNUNGsumLAGERUNG	67
6.1 Allgemeines.....	67
6.2 Systemabgrenzung.....	67
6.3 Ermüdungsprozess – Sensitivitätsanalyse	69
6.4 Ablauf der Schädigungsberechnung.....	74
6.5 Ergebnisse	78

6.5.1 Entwicklung des E-Modules	79
6.5.2 Entwicklung der Spannungsumlagerung.....	82
6.5.3 Entwicklung der Bruchlastspielzahl.....	87
6.5.4 Entwicklung der Schädigung.....	89
6.6 Gegenüberstellung der Varianten.....	92
7 REDUNDANZ UND ROBUSTHEIT	95
7.1 Allgemeines.....	95
7.2 Robustheitsfaktoren.....	97
7.2.1 Redundanzbeiwert β_R	98
7.2.2 Reserve Strength Ratio RSR.....	102
7.2.3 Damaged Strength Ratio DSR.....	103
8 CONCLUSIO.....	104
9 LITERATURVERZEICHNIS.....	106
10 ANHANG	109
10.1 Anhang: Analytische Beschreibung der Wöhlerlinien	109
10.2 Anhang: Auswertung des ATENA FE-Models-10cm Schnitt	110
10.3 Anhang: Auswertung des ATENA FE-Models-30cm Schnitt	113
10.4 Anhang: ATENA FE-Modell - Renderingdarstellung.....	116
10.5 Anhang: Materialparameter des Sofistik FE-Modells.....	119
10.6 Anhang: Vertikalspannung des Sofistik FE-Modells	120
10.7 Anhang: Verformung des Sofistik FE-Modells	121
10.8 Anhang: Standsicherheit des Stahlbetonschaftes	122
10.9 Anhang: Gegenüberstellung der untersuchten Ermüdungsprozesse	123
10.10 Anhang: Digitaler Datenträger (CD).....	125

ABKÜRZUNGSVERZEICHNIS

Lateinische Buchstaben

D	[%]	Schädigung
$E_{c,fat}$	$[N/mm^2]$	Reduzierter E-Modul, infolge Ermüdungsbeanspruchung
$E_m / E_{c,0}$	$[N/mm^2]$	Sekantensteifemodul
E_t	$[N/mm^2]$	Tangentensteifemodul
f_c	$[N/mm^2]$	Betondruckfestigkeit
$f_{cd,fat}$	$[N/mm^2]$	Ermüdungsfestigkeit von Beton
f_{ck}	$[N/mm^2]$	Charakteristische Betondruckfestigkeit
G	[-]	Grenzzustand
g	[-]	Lastfall: Eigengewicht
g+p	[-]	Lastfall: Eigengewicht+Vorspannung
g+p±s	[-]	Lastfall: Eigengewicht+Vorspannung±Unwuchterreger
M	[kNm]	Moment
N	[kN]	Normalkraft
N_F	[LW]	Bruchlastspielzahl
N_{fg}	[LW]	Bruchlastzahl des geschädigten Systems
N_{fu}	[LW]	Bruchlastzahl des ungeschädigten Systems
N_i / n	[LW]	Schwingspielzahl
p_f	[-]	Versagenswahrscheinlichkeit
R	[-]	Spannungsverhältnis
S_{max} / S_o	[-]	Bezogene Oberspannung
S_{min} / S_u	[-]	Bezogene Unterspannung
ΔS	[-]	Schwingbreite

ABKÜRZUNGSVERZEICHNIS

s	[-]	Zementbeiwert
t	[d]	Betonalter bei Erstbelastung
$U_{\text{geschädigt}}$	[m]	Schaftumfang der geschädigten Struktur
U_{intakt}	[m]	Schaftumfang der intakten Struktur
W	[m ³]	Widerstandsmoment

Griechische Buchstaben

β	[-]	Sicherheitsindex
$\beta_{CC(t)}$	[-]	Zeitbeiwert zur Berücksichtigung der Festigkeitszunahme von Beton
β_{damaged}	[-]	Sicherheitsbeiwert der geschädigten Struktur
β_{intact}	[-]	Sicherheitsbeiwert der intakten Struktur
β_R	[-]	Redundanzindex
γ_c	[-]	Teilsicherheitsbeiwert für Beton
γ_{sd}	[-]	Teilsicherheitsbeiwert für die Modellungenauigkeit
γ_{xy}	[-]	Verzerrung
ε	[-]	Allgemein Dehnung
ε_c	[-]	Betondehnung
ε_{xx}	[-]	Horizontale Dehnung
ε_{yy}	[-]	Vertikale Dehnung
η_c	[-]	Beiwert zur Berücksichtigung der ungleichmäßigen Spannung
μ_R		Mittelwert der Widerstandsseite
μ_S		Mittelwert der Einwirkungsseite
σ	[N/mm ²]	Allgemein Spannung

σ_c	[N/mm ²]	Betonspannung
σ_o / σ_{max}	[N/mm ²]	Oberspannung
σ_R		Standardabweichung der Widerstandsseite
σ_S		Standardabweichung der Einwirkungsseite
σ_u / σ_{min}	[N/mm ²]	Unterspannung
σ_{xx}	[N/mm ²]	Horizontale Spannung
σ_{yy}	[N/mm ²]	Vertikale Spannung
τ_{xy}	[N/mm ²]	Schubspannung
φ	[°]	Schaftkopfverdrehung

Abkürzungen

COV	[%]	Variationskoeffizient
DSR	[-]	Damaged Strength Ratio
LW / LZ	[-]	Lastwechsel / Lastzyklen
RSR	[-]	Reserve Strength Ratio

ABBILDUNGSVERZEICHNIS

Abbildung 1: Voraussichtliche Windkraftkapazitäten von Offshore-WKA Ende 2013 [3]	1
Abbildung 2: Begriffsdefinitionen der Nutzungsdauer [7]	2
Abbildung 3: Qualitative Arbeitslinie von druckbeanspruchten Beton [8].....	4
Abbildung 4: Rissentwicklungsstadien bei Druckbeanspruchung [10].....	6
Abbildung 5: Rissentstehung infolge statischer Beanspruchung [11].....	7
Abbildung 6: Rissentwicklung infolge dynamischer Beanspruchung [12]	8
Abbildung 7: Zyklische Belastungsfälle und deren Spannungsbereiche [14].....	9
Abbildung 8: Schematische Darstellung einer Wöhlerlinie [15]	10
Abbildung 9: Betonermüdung; oben: Steifigkeitsabnahme, unten: Dehnungszunahme [13] .	12
Abbildung 10: Restdruckfestigkeit von ermüdungsbeanspruchtem Beton [12] [16].....	13
Abbildung 11: Wöhlerkurven für Beton unter Druckschwellbeanspruchung [17] [18] [19].....	15
Abbildung 12: Ermittlung von η_c [13]	17
Abbildung 13: Luftbildaufnahme des Testfundaments während der Bauphase	20
Abbildung 14: Schematische Übersicht einer Offshore- Windkraftanlage	21
Abbildung 15: Vorspannung Stahlbetonschaft; links: Querschnitt, rechts: Längsschnitt.....	23
Abbildung 16: Lage der Sensoren im Schafffuß.....	26
Abbildung 17: Vereinfachtes statisches System des Testfundaments	28
Abbildung 18: Qualitative Spannungsverlaufsänderung infolge zyklischer Belastung	29
Abbildung 19: Ermittlung der Bruchlastspielzahl	32
Abbildung 20: Querschnittschwächung.....	34
Abbildung 21: Erwartete Betondruckspannung in Abhängigkeit zur Schnitttiefe	36
Abbildung 22: Arbeitslinie einer Betonfestigkeitsklasse C80/95	38
Abbildung 23: Sensitivitätsanalyse der Bruchlastzahl, oben: MC1990 unten: MC2010.....	42
Abbildung 24: Gegenüberstellung der Bruchlastzahlermittlung nach Wöhler	43
Abbildung 25: Links: Sofistik Modell; rechts: Atena 2D Modell.....	44
Abbildung 26: ATENA 2D Modell des links: Detail Schafffuß, rechts: Detail Schaffkopf.....	46
Abbildung 27: Links: Spannungstrajektorien, rechts: Vertikalspannungen	49
Abbildung 28: Vertikalspannung innerhalb Querschnittschwächung (Schnitttiefe 50cm).....	50
Abbildung 29: Horizontalspannung innerhalb Querschnittschwächung (Schnitttiefe 50cm) ..	50
Abbildung 30: Schubspannung innerhalb Querschnittschwächung (Schnitttiefe 50cm)	51
Abbildung 31: Vertikaldehnung innerhalb Querschnittschwächung (Schnitttiefe 50cm)	51
Abbildung 32: Verzerrung innerhalb Querschnittschwächung (Schnitttiefe 50cm)	52
Abbildung 33: Horizontaldehnung innerhalb Querschnittschwächung (Schnitttiefe 50cm)	52
Abbildung 34: Bewehrungsspannung links: Unterspannung, rechts: Oberspannung	54

Abbildung 35: Horizontalspannungsentwicklung [N/mm ²]	55
Abbildung 36: Vertikalspannungsentwicklung [N/mm ²]	56
Abbildung 37: Schubspannungsentwicklung [N/mm ²]	57
Abbildung 38: Bewehrungsspannungsentwicklung [N/mm ²]	58
Abbildung 39: Gegenüberstellung der Betondruckspannungsermittlung	59
Abbildung 40: SOFISTIK FE-Modell des Testfundaments	62
Abbildung 41: Konstitutive Beziehung, Mitte: Betondruckspannung, rechts: Verschiebung ..	63
Abbildung 42: Vertikalspannungen des verbleibenden Querschnittes (Schnitttiefe 50cm)	66
Abbildung 43: Steifigkeitsabnahme infolge Druckschwellbeanspruchung [13]	69
Abbildung 44: Schematische Darstellung der Spannungsausbreitung	70
Abbildung 45: Gegenüberstellung der Ermüdungsprozesse	71
Abbildung 46: Sensitivitätsanalyse der Schädigungsberechnung	73
Abbildung 47: Flussdiagramm der Schädigungsberechnung	75
Abbildung 48: Verdrehung des Schaftkopfes	76
Abbildung 49: Grafische Darstellung des Abbruchkriteriums	77
Abbildung 50: Achsenbezeichnung für Ergebnisdarstellung	78
Abbildung 51: E-Modul Abnahme über den Schaftquerschnitt in Abhängigkeit zur LW	79
Abbildung 52: Abnahme des E-Moduls in den einzelnen Achsen	81
Abbildung 53: Oberspannungsveränderung über den Querschnitt in Abhängigkeit zur LW ..	82
Abbildung 54: Unterspannungsveränderung über den Querschnitt in Abhängigkeit zur LW ..	83
Abbildung 55: Entwicklung der Betondruckspannung in den einzelnen Achsen	85
Abbildung 56: Veränderung der aufnehmbaren Bruchlastzahl in Abhängigkeit zur LW	87
Abbildung 57: Entwicklung der Bruchlastzahl in den einzelnen Achsen	88
Abbildung 58: Entwicklung des Schädigungsgrades der einzelnen Achsen	89
Abbildung 59: Schädigungsvergleich über den Schaftquerschnitt	90
Abbildung 60: Laufzeitverlängerung der untersuchten Varianten	92
Abbildung 61: Vereinfachte Darstellung des Sicherheitskonzeptes, aus [25]	95
Abbildung 62: Entwicklung des Sicherheitsindex β über die Laufzeit	99
Abbildung 63: Entwicklung des Redundanzbeiwertes β_R über die Laufzeit	100

TABELLENVERZEICHNIS

Tabelle 1: Abmessungen des Testfundaments.....	22
Tabelle 2: Materialparameter des Testfundaments	24
Tabelle 3: Überblick der verwendeten Sensortypen aus [22].....	25
Tabelle 4: Materialparameter der Vorspannung	29
Tabelle 5: Daten des Unwuchterregers	30
Tabelle 6: Erwartete Betonspannungen des bestehenden Testfundaments.....	31
Tabelle 7: Erwartete Betonspannungen des Testfundaments (Schnitttiefe 50cm) ...	35
Tabelle 8: Spannungsfaktoren.....	38
Tabelle 9: Sensitivitätsanalyse der Bruchlastspielzahl	41
Tabelle 10: Erfasste Parameter des ATENA Modells	45
Tabelle 11: Materialparameter des ATENA Beton-, und Bewehrungsmodells.....	47
Tabelle 12: Gegenüberstellung der Simulationsergebnisse.....	93

1 EINLEITUNG UND ZIELSETZUNG

Die Offshore- Windenergieanlagen stellen einen wesentlichen Beitrag zur Erreichung der Energiewende dar. Erst vor kurzem wurde die CO₂- Konzentration von 400 ppm erstmals seit Beginn der Aufzeichnungen in der Atmosphäre überschritten [1]. Diese deutliche Entwicklung lässt sich auf die Verwendung fossiler Energieträger zurückführen. Durch internationale Abkommen wie, das Kyotoprotokoll oder das“ 20-20-20“ – Ziel [2] auf europäischer Ebene, wird versucht die Treibhausgasemissionen zu senken, um die weitreichenden Auswirkungen einer zunehmenden Klimaerwärmung zu verhindern. Um diese Zielvorgaben zu erreichen, setzt man verstärkt auf erneuerbare, nachhaltige Energieträger.

In Abbildung 1 werden die führenden Staaten von Offshore- Windnutzung und deren Windkraftkapazitäten gegenübergestellt.

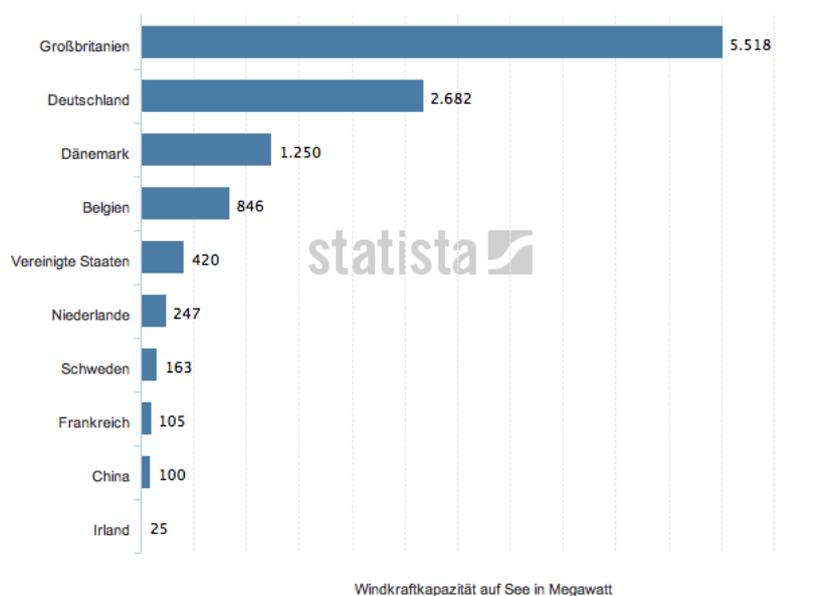


Abbildung 1: Voraussichtliche Windkraftkapazitäten von Offshore-WKA Ende 2013 [3]

Durch dieses Umdenken gab es in den letzten Jahren eine rege Nachfrage derartiger Offshore- Windenergieanlagen, und der Trend geht in Richtung immer größer werdender Anlagen und Rotordurchmesser. Darüber hinaus steht der Ablauf der genehmigten Nutzungsdauer der Ersten Generation an, wodurch das sog. „Repowering“ Bedeutung erlangt [4]. Diese zunehmende Belastung führt zu steigenden Anforderungen hinsichtlich Konstruktion und Zuverlässigkeit.

Die Entwurfslebensdauer beläuft sich nach aktuellem Stand auf 20-25 Jahre, dies entspricht einer Beanspruchung von 2×10^9 Lastwechsel [5]. Durch Inspektionsarbeiten und Monitoring Systeme wurde jedoch bereits darauf hingewiesen, dass derartige Anlagen weitaus länger genutzt werden könnten, als es derzeit zulässig ist [6]. In Abbildung 2 werden die Begrifflichkeiten hinsichtlich der Nutzungsdauer grafisch dargestellt.

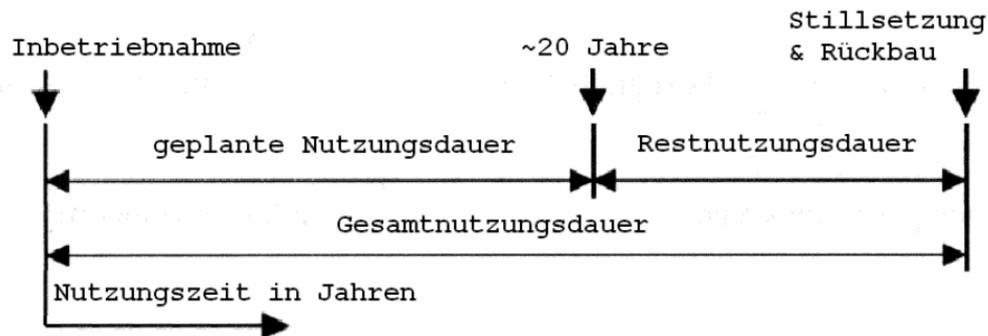


Abbildung 2: Begriffsdefinitionen der Nutzungsdauer [7]

Für die Bemessung von Offshore Fundamenten für Windenergieanlagen, bildet die Ermüdungsbeanspruchung den maßgebenden Faktor. Die derzeitigen Regelwerke sind nicht in der Lage das tatsächliche Betonermüdungsverhalten zu erfassen, wodurch es zu einer unwirtschaftlichen Überdimensionierung kommt. Eine weitere Folge ist die falsche Auslegung der Nutzungsdauer. Nach jetzigem Stand wird für die Nachweisführung jener Bereich mit den höchsten Betonspannungen herangezogen. Jedoch kommt es aufgrund der Ermüdungsschädigung zu Umlagerungsprozessen, die in dem aktuellen Konzept nicht berücksichtigt werden. Dieser Effekt der Spannungsumlagerung führt zu einer deutlichen Anhebung der Lebensdauer. In Folge dessen könnten solche Anlagen weitaus ökonomischer genutzt werden. Anhand von Ermüdungsversuchen an einer realen Struktur soll gezeigt werden, dass diese Spannungsumverteilung zu einer längeren Nutzungsdauer führt. Im Hinblick auf diese Versuchsreihe wird im Vorfeld eine numerische Simulation der Betonschädigung infolge zyklischer Beanspruchung erstellt.

Zu Beginn werden in Kapitel 2 die Grundlagen, sowie das zugrundegelegte Bemessungskonzept der Betonermüdung vorgestellt.

In Kapitel 3 werden die konkrete Fallstudie und das geplante Versuchsprogramm zur Betonermüdung erörtert. Das bestehende Bauwerk muss entsprechend abgeändert werden um eine ganzheitliche Ermüdungsschädigung der Betonmatrix gemäß Model Code, innerhalb einer überschaubaren Versuchsdauer hervorzurufen. Hierfür wird eine Schaftschwächung am unteren Ende des Stahlbetonschafte vorgenommen. Die zyklische Belastung wird durch einen Unwuchterreger, der am Schaftkopf montiert ist, generiert.

In Kapitel 4 wird gemäß dem aktuellen Bemessungskonzept die Bruchlastspielzahl, für die geplanten Randbedingungen bestimmt. Ein Ziel ist zu zeigen, dass die Nachweisführung eine zu geringe Nutzungsdauer ergibt. Des Weiteren wird die Sensibilität des Rechenapparates demonstriert.

Die primäre Zielsetzung der vorliegenden Ausarbeitung (Kapitel 5,6) liegt in der numerischen Erfassung des ermüdungsbeanspruchten Testfundaments, hierfür werden zwei unterschiedliche Softwarepakete verwendet. Das Ziel der ersten Simulation ist die Ermittlung der effektiven Betondruckspannungen innerhalb der Schaftwand, hierfür wird die Software Atena 2D herangezogen. Es soll gezeigt werden, welchen Einfluss die Bewehrung auf den Spannungsverlauf ausübt bzw. ob durch das geplante Versuchsprogramm die erwarteten Betonspannungen auftreten.

Der zweite Teil der numerischen Modellierung wird mithilfe des Arbeitspaketes Sofistik erstellt. Hier soll ein dreidimensionales Modell des ganzen Testfundaments erstellt werden, um den radial auftretenden Spannungsverlauf des Stahlbetonschafte zu zeigen. Des Weiteren bildet das zuvor genannte Modell, die Grundlage für die lineare, iterative Schädigungsberechnung, die einen realistischen Betonermüdungsprozess, eines Offshore Fundaments, simulieren soll.

In Kapitel 7 wird aufbauend auf die Lebenszeitsimulation des Testfundaments, die Redundanz zur Bestimmung der Restnutzungsdauer berechnet. Über diese Eigenschaft kann in weiterer Folge indirekt auf die Systemzuverlässigkeit geschlossen werden.

2 THEORETISCHE GRUNDLAGEN

2.1 ALLGEMEIN

In diesem Kapitel wird, als Grundlage für nachfolgende Berechnung, das Werkstoffverhalten von Beton behandelt. Da diese Thematik ein sehr breites Spektrum bietet, wird ausschließlich auf die, für die vorliegende Arbeit relevanten Teilbereiche eingegangen. Abschließend wird das Bemessungskonzept der Betonermüdung gemäß CEB-FIB Model Code erklärt.

2.2 ALLGEMEINES MATERIALVERHALTEN VON BETON

2.2.1 Einaxiale statische Druckbeanspruchung

Das Werkstoffverhalten eines Materials wird durch seine Arbeitslinie charakterisiert. In Abbildung 3 wird eine qualitative Spannungs/ Dehnungs – Beziehung von Beton dargestellt.

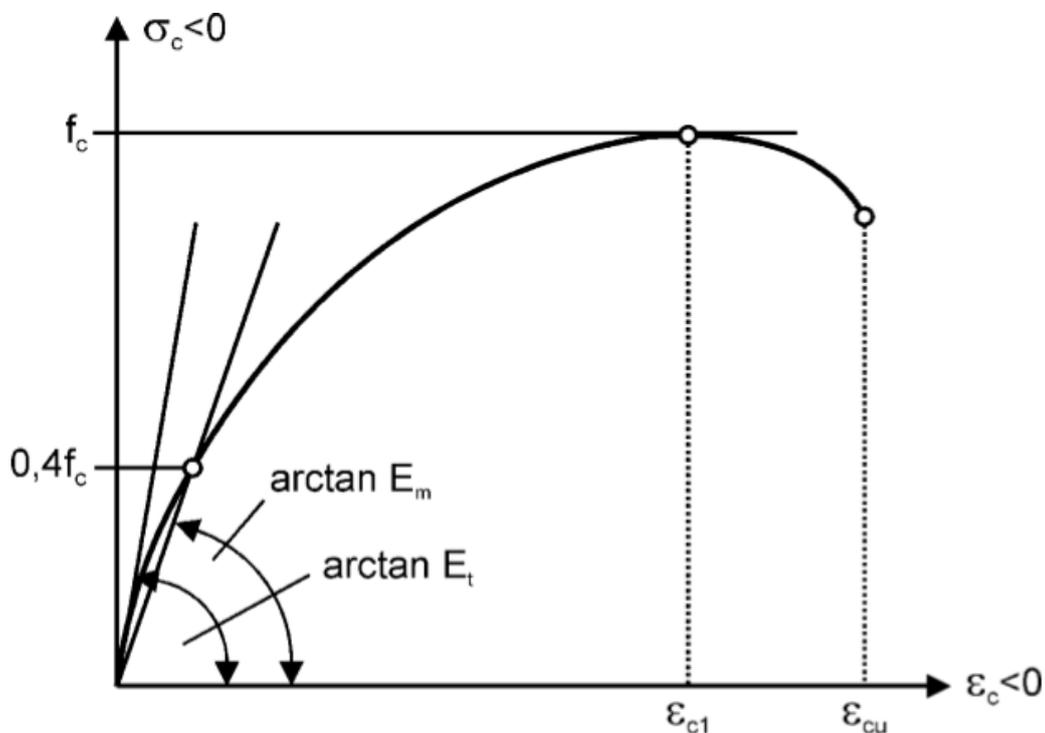


Abbildung 3: Qualitative Arbeitslinie von druckbeanspruchten Beton [8]

Bei Beton handelt es sich um ein sprödes Material, wobei geringere Festigkeitsklassen grundsätzlich ein duktileres Verhalten zeigen als hochfeste Betonklassen.

Die Druckfestigkeit f_c ist die primäre Kennzahl zur Beschreibung der Betonfestigkeitsklasse. Für die Thematik Betonermüdung, ist allerdings der Elastizitätsmodul von größerer Bedeutung. Dieser Parameter gilt als Maß für die Steifigkeit eines Materials. In Abbildung 3 sind zwei E-Moduli (E_t und E_c) eingezeichnet. Der Tangentenmodul E_t ist größer als der Sekantensteifemodul E_c , dies liegt an der unterschiedlichen Definition. Die Arbeitslinie weist grundsätzlich einen gekrümmten Verlauf auf, wobei der erste Abschnitt als linear angenähert werden kann. Für die konventionelle Stahlbetonbemessung werden die Betondruckspannungen auf etwa maximal 40 % der Betondruckfestigkeit ausgelegt, um den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit zu erfüllen, da ab diesem Spannungsniveau die Verformungen aufgrund des Risswachstums zunehmen, siehe Abbildung 4. Infolge dessen, ist der Sekantensteifemodul definiert als die Steigung zwischen dem Nullpunkt und dem 40% -Punkt der Druckfestigkeit. Der Tangentenmodul hingegen beschreibt die Steigung der Arbeitslinie im Ursprung. Die nachfolgenden E-Modulangaben beziehen sich auf den Sekantensteifemodul.

Für den zuvor genannten Bereich bis 40% der Druckfestigkeit wird das Materialverhalten von Beton als linear elastisch angenommen. Diese Phase kann durch das Hook'sche Gesetz beschrieben werden.

$$\sigma = E \cdot \varepsilon \quad (2-1)$$

Der E-Modul ist für diese konstitutive Beziehung, eine Proportionalitätskonstante zwischen der Spannung σ und der Dehnung ε , wobei dieser Zusammenhang ausschließlich für Kurzzeitbelastungen gültig ist.

Je nach verwendeter Norm kann es zu Abweichungen bei der E-Modulbestimmung kommen [9].

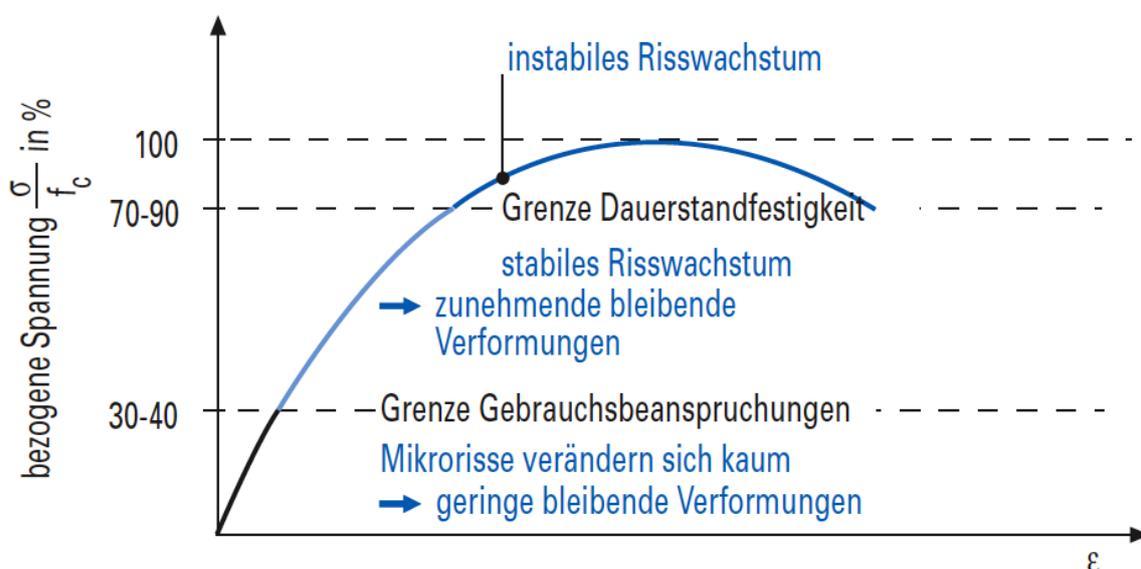


Abbildung 4: Rissentwicklungsstadien bei Druckbeanspruchung [10]

Für die Betrachtung des Tragverhaltens von Beton, wird in der Modellvorstellung zwischen drei Ebenen unterschieden. Auf der „Makro-Ebene“ wird Beton als quasi-homogen angesehen, um die Materialgesetze anwenden zu können. Diese Ebene weist Abmessungen von mehreren Dezimetern auf und beschreibt im Allgemeinen ganze Bauteile. Die „Meso-Ebene“ hingegen charakterisiert den Beton als Zweiphasensystem. Hier erfolgt eine Differenzierung in Zuschläge und Zementstein, wobei bereits Mikrorisse mitberücksichtigt werden. Die Dimensionen dieser Ebene bewegen sich im Millimeter- Bereich. Das Modell der „Mikro-Ebene“ beschäftigt sich mit den genauen Eigenschaften des Zementsteins auf molekularer Ebene [11] [12].

Risse auf Makro-Ebene, infolge von statischen Belastungen lassen sich nicht von Rissen, die durch Ermüdungserscheinungen hervorgerufen werden, unterscheiden [12]. Erst in der Meso-Ebene lassen sich Unterschiede erkennen.

Generell bilden sich auch Risse im unbelasteten Beton aufgrund des Schwindvorganges. Wesentlich für die Rissentstehung sind die unterschiedlichen Eigenschaften von Zement und Zuschlag. Aufgrund der Verzahnung dieser beiden Komponenten, kommt es allerdings nicht zu einem abrupten Versagen. In der sogenannten Kontaktzone zwischen Zuschlag und Matrix, entstehen die meisten Risse infolge verminderter Eigenschaften [12].

In Abbildung 4 wird die Modellvorstellung des Risswachstums einer statischen Druckbeanspruchung dargestellt. Bis etwa 40% der Druckfestigkeit bleibt die Entwicklung der Risse annähernd konstant. Darüber hinaus kommt es zu einem vermehrten Mikrorisswachstum. Diese verbinden sich in Folge zu Makrorissen, wodurch zunächst die Verformung rapide zunimmt und letztendlich in einer Gefügestörung resultiert. Bei etwa $0,7 - 0,9 f_c$ findet der Übergang von einem konstanten zu einem instabilen Risswachstum statt. Dieses Spannungsniveau wird auch als „kritische Spannung“ bezeichnet und definiert die Dauerstandsfestigkeit von Beton. Eine Beanspruchung über dieser Spannung führt zu einer erhöhten Querdehnung, wodurch eine signifikante Volumenzunahme stattfindet [12].

Eine gleichmäßig aufgebrachte Druckspannung wird vorwiegend über die Zuschläge abgeleitet, wodurch Zugspannungen entstehen die hauptverantwortlich für die Rissentstehung im Beton ist, siehe Abbildung 5.

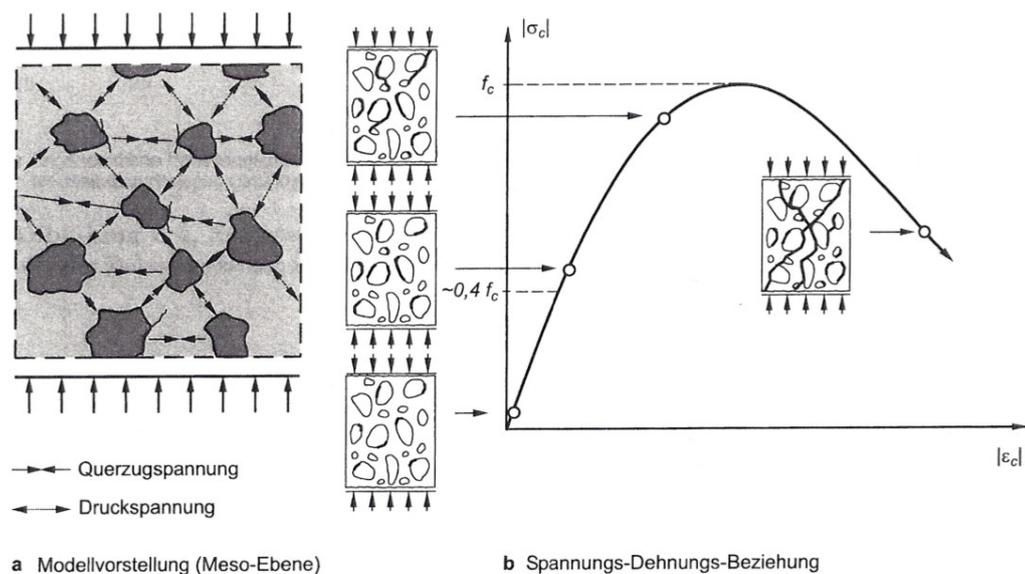


Abbildung 5: Rissentstehung infolge statischer Beanspruchung [11]

Der wesentliche Unterschied hinsichtlich des Bruchversagens von Beton, zwischen einer statischen Druckbeanspruchung und einer zyklischen Belastung, liegt in der Höhe des zum Versagen führenden Spannungsniveaus. Um bei einer statischen Druckbeanspruchung ein Versagen zu erreichen, bedarf es der Betondruckfestigkeit. Während bei einem Ermüdungsversagen die aufgebrachten Betonspannungen unterhalb der Betondruckfestigkeit liegen.

Die Betonermüdung ist ein andauernder Prozess, der je nach Beanspruchungshöhe auch mehrere Jahrzehnte benötigt.

„Eine wiederholt aufgebrachte Belastung (zyklische Belastung) kann zum Versagen eines Bauteils führen, selbst dann, wenn die Beanspruchung des Werkstoffs weit unter seiner statischen Beanspruchbarkeit liegt“ [13]. Diese Eigenschaft wird als Ermüdung bezeichnet.

Wie bereits erwähnt wird bei der Stahlbetonbemessung eine maximale Betondruckspannung von etwa 40% der Druckfestigkeit angestrebt. Dennoch kann es auch bei diesem geringen Spannungsniveau, infolge einer Ermüdungsbelastung, zu einem Versagen kommen. Die dynamische Beanspruchung führt dazu, dass bereits vorhandene Mikrorisse durch interne Reibung erweitert werden [12]. Dieser fortwährende Vorgang führt letztendlich zu einem Ermüdungsversagen, siehe Abbildung 6.

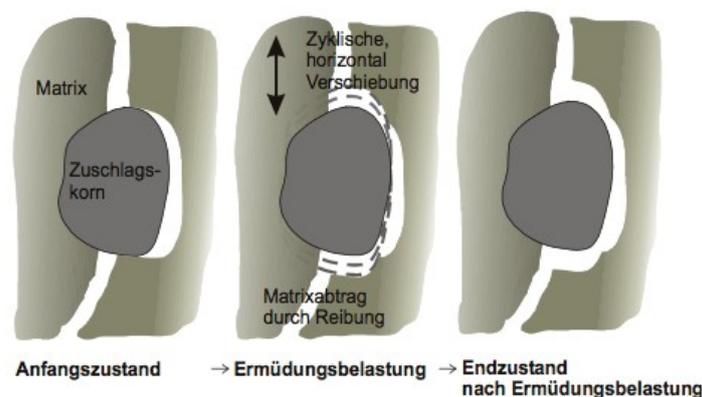


Abbildung 6: Rissentwicklung infolge dynamischer Beanspruchung [12]

2.3 ERMÜDUNGSVERHALTEN VON BETON

Da für die betrachtete Aufgabenstellung, infolge des hohen Vorspanngrades, auch im ungünstigsten Fall ausschließlich Druckspannungen im Schaftquerschnitt vorliegen, beziehen sich nachstehende Ermüdungsbetrachtungen nur auf Druckschwellbeanspruchung. In Abbildung 7 werden die möglichen Belastungsfälle dargestellt.

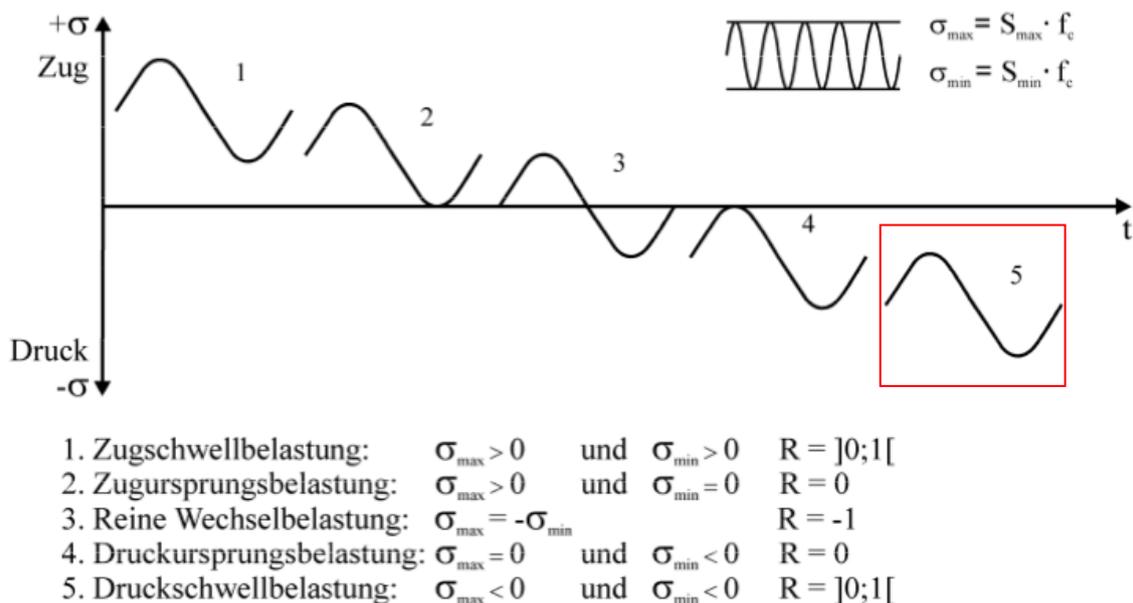


Abbildung 7: Zyklische Belastungsfälle und deren Spannungsbereiche [14]

Bei den Belastungen kann weiters in Einstufen- oder Mehrstufenlastkollektive unterschieden werden. Bei Einstufenlastkollektiven bleibt die Ober-, und Unterspannung während der gesamten Beanspruchungsdauer konstant. Derartige Belastungen werden für empirische Ermüdungsuntersuchungen im Labor hergestellt. Bei Mehrstufenlastkollektive liegen mehrerer Belastungsblöcke mit unterschiedlichen Spannungsamplituden und Dauer vor. Diese Beanspruchungsweise spiegelt die tatsächliche Belastung wieder, da infolge von unterschiedlichen Nutzlasten auch deren Spannungen, Wiederkehrintervalle und Dauer variieren.

2.3.1 Wöhlerkurven für Beton

Grundlage der Ermüdungsuntersuchungen bilden die Versuche von Wöhler, die allerdings zuerst an Stahl durchgeführt worden sind. Infolge ermüdungsbeanspruchter Betonkonstruktionen entwickelte sich ein Bedarf an Erkenntnissen des Ermüdungsverhaltens von Beton. Da Beton, im Gegensatz zu Stahl, ein heterogener Werkstoff ist, streuen die Ermüdungsfestigkeiten stärker, wodurch eine exakte Prognose der Lebensdauer nicht möglich ist. Desweiteren sind auf diesem Gebiet noch nicht alle Vorgänge, die letztendlich zum Bruch führen, geklärt.

Für die Ermittlung der Wöhlerlinien wird die Belastung während der Versuchsdauer konstant gehalten. Die Spannungen werden dann, der ermittelten Bruchlastspielzahl gegenübergestellt, siehe Abbildung 8.

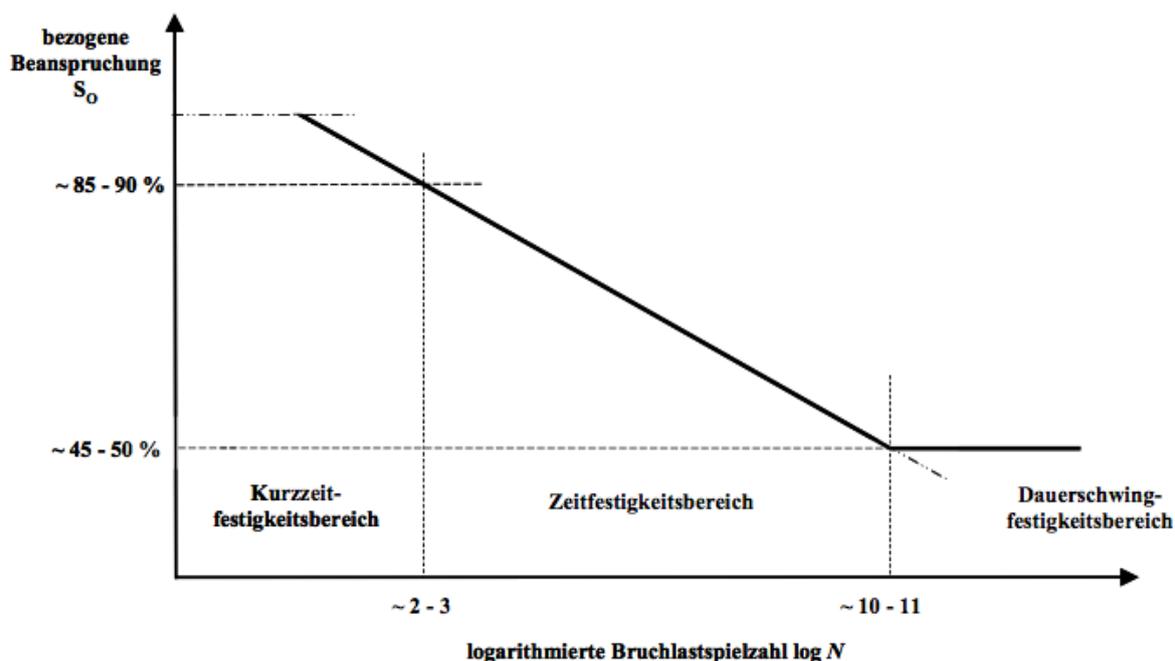


Abbildung 8: Schematische Darstellung einer Wöhlerlinie [15]

Generell werden bei den Wöhlerlinien, die Bruchlastspielzahl N_f auf der Abszisse, und die bezogene Oberspannung S_0 auf der Ordinate aufgetragen. Die Amplitude zwischen Ober-, und Unterspannung wird für obige Darstellung konstant gehalten. Hohe Betonspannungen im Bereich der statischen Druckfestigkeit, führen bereits

nach kurzer Zeit zum Ermüdungsversagen. Dieser Abschnitt wird auch als Kurzzeitfestigkeitsbereich bezeichnet. Beanspruchungen zwischen etwa 50 – 90 % der bezogenen Oberspannung liegen im Zeitfestigkeitsbereich. Wobei prinzipiell eine geringere Oberspannung zu einer größeren Bruchlastspielzahl führt. In Abbildung 8 werden Beanspruchungen die unterhalb von 45% der bez. Oberspannung liegen, in den Bereich der Dauerschwingfestigkeit eingeordnet. Dies würde bedeuten, dass diese Beanspruchungen theoretisch unendlich oft aufgebracht werden können, ohne dass ein Schaden hervorgerufen wird [13]. Die derzeitig realisierbaren Bruchlastspielzahlen liegen im Bereich von 10^9 Lastwechsel, darüber hinaus liegen keine empirischen Daten vor. Korrekterweise müsste man von einer „Quasi Dauerschwingfestigkeit“ sprechen, die auf eine geplante Lebensdauer ausgelegt ist. Im Vergleich zu Beton, besitzt Stahl eine Dauerschwingfestigkeit.

2.3.2 Betonschädigungsmodell

Der Betonermüdungsprozess bewirkt grundsätzlich eine Entfestigung der Betonstruktur, als Folge kommt es zu einer Dehnungssteigerung und zu einer E-Modulabnahme, während der dynamischen Beanspruchung. Analog der Rissentwicklung in Abbildung 4, lässt sich der Verlauf der Steifigkeitsabnahme, infolge zunehmender Ermüdungsschädigung, in drei charakteristischen Phasen einteilen, siehe Abbildung 9 oben.

Der erste Abschnitt ist durch eine überproportionale Verringerung der Steifigkeit, infolge eines schnellen Mikrorisswachstums geprägt. Dieser Verlauf zeigt sich etwa bis 20% der Lebensdauer. In der zweiten Phase, von 20% - 80% der Bruchlastspielzahl, stellt sich ein geringes, kontinuierliches Risswachstum bzw. Steifigkeitsabnahme ein. In den letzten 20% kommt es zu einem instabilen Risswachstum, wodurch eine vergrößerte E-Modulabnahme resultiert. Es kommt zu einer Schadenslokalisierung und letztendlich zu einer Bruchflächenbildung [5].

In Abbildung 9 unten, wird der dazugehörige Spannungs- Dehnungsverlauf dargestellt. Mit fortwährend wiederholter Belastung kommt es zu einer Krümmungsumkehr der σ - ε - Linie, hauptverantwortlich hierfür ist der Zuschlag [12]. Aus der Schnelligkeit der Dehnungszunahme in der zweiten Phase, kann auf die Schädigung des Betons, sowie auf die verbleibende Lastspielzahl, geschlossen werden [13]. Die Bruchdehnung infolge Ermüdungsbeanspruchung liegt etwa 4-mal höher, als die Bruchdehnung einer statischen Druckbeanspruchung [14].

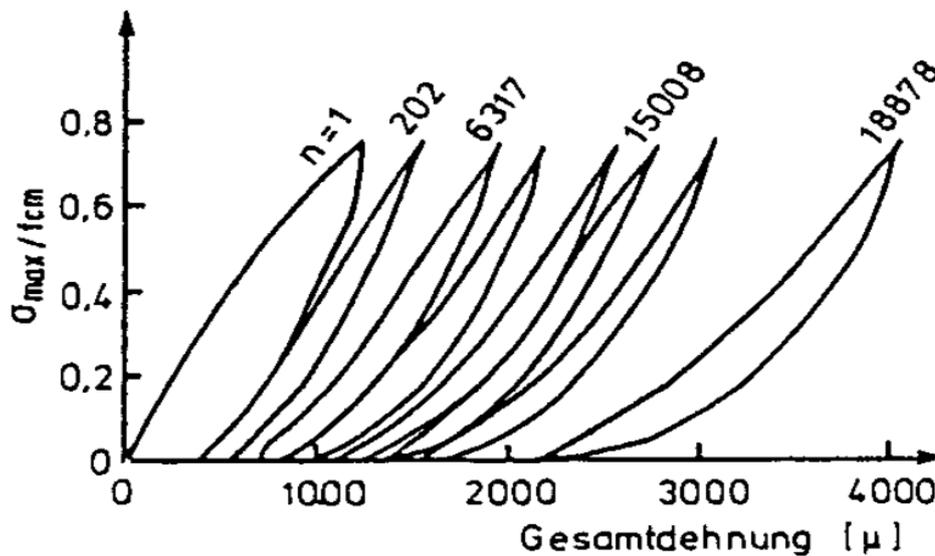
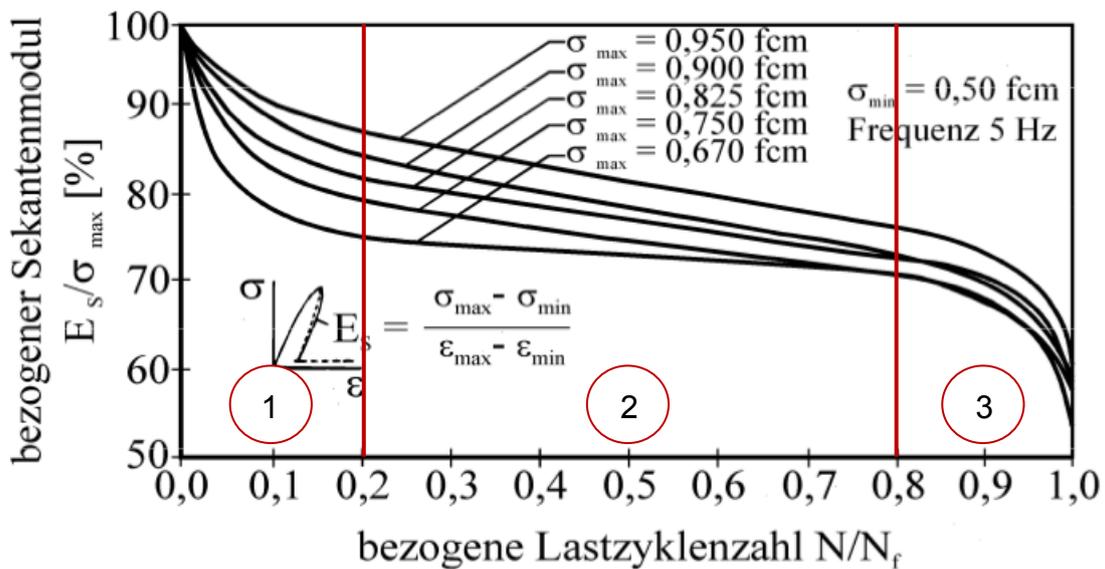


Abbildung 9: Betonermüdung; oben: Steifigkeitsabnahme, unten: Dehnungszunahme [13]

Für die Modellbildung der Betonermüdung wird der Sekantensteifemodul herangezogen, da dieser wie zuvor gezeigt, eine charakteristische zeitliche Änderung, infolge zyklisch-mechanischer Belastung zeigt. Des Weiteren lässt sich der Elastizitätskoeffizient zerstörungsfrei ermitteln. An dieser Stelle sei nur erwähnt, dass zwischen einem statischen und dynamischen E-Modul unterschieden werden muss, wobei eine Umrechnung möglich ist [9]. Der Verlauf der Restdruckfestigkeit von ermüdungsbeanspruchtem Beton weist hingegen keine geeignete Form für eine derartige Quantifizierung auf. Generell ist die Entwicklung der Restdruckfestigkeit nicht ausreichend untersucht worden. Hauptursachen sind einerseits der hohe Aufwand bei der Versuchsdurchführung, und andererseits die große Streuung bei der Ermittlung der Bruchlastzahl. Die vorliegenden Ergebnisse, in Abbildung 10, zeigen, dass die mittlere Betonrestdruckfestigkeit bis 80% der Bruchlastzahl, annähernd auf dem Ausgangsniveau erhalten bleibt. Erst in den letzten 20% der Lebensdauer kommt es zu einem Abfall bis auf etwa 80-90% der Betondruckfestigkeit.

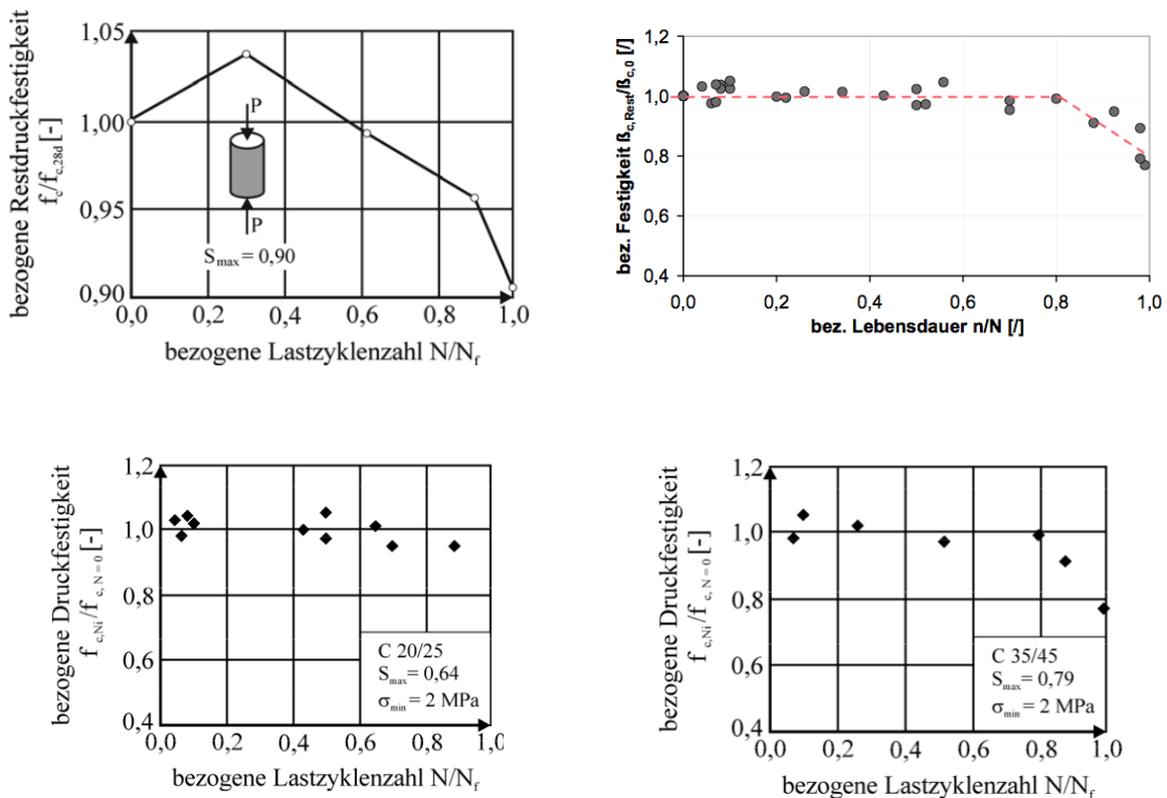


Abbildung 10: Restdruckfestigkeit von ermüdungsbeanspruchtem Beton [12] [16]

2.3.3 Schadensakkumulationshypothese

Die Nachweisführung der Betonermüdung wird nicht wie gewöhnlich mit einer maximalen Last geführt. Das Ermüdungsversagen tritt infolge einer Belastungssumme ein. Aus diesem Grund müssen die während der gesamten Lebensdauer auftretenden Beanspruchungen berücksichtigt werden. Für diesen Zweck werden die entsprechenden Lasten in Belastungsblöcke eingeteilt. Diese Kollektive unterscheiden sich durch die Spannungsamplituden, Spannungsniveaus, Beanspruchungsdauer und Reihenfolge.

Die gängigste Schadensakkumulationshypothese ist die von „Palmgren und Miner“, siehe Gleichung 2-2.

$$D = \sum \frac{N_i}{N_F} \leq 1 \quad (2-2)$$

N_i ... Schwingenspielzahl eines Belastungskollektives

N_f ... Bruchlastspielzahl gemäß Wöhlerlinien

Diese Regel basiert auf dem Gedanken, dass jede Schwingungsbelastung eine Schädigung bewirkt, die bis zum Erreichen eines kritischen Schädigungswertes (=Ermüdungsversagen) linear akkumuliert wird. Diese Theorie setzt aber voraus, dass die Belastungsreihenfolge des Mehrstufenlastkollektives, keinen Einfluss auf das Fortschreiten der Schädigung hat [13].

Die Palmgren-Miner-Regel kann jedoch den tatsächlichen nichtlinearen Ermüdungsprozess von Beton nicht entsprechend abbilden. Des Weiteren wird die Belastungsreihenfolge nicht berücksichtigt. Grünberg [5] zeigt, dass eine unterschiedliche Beanspruchungsfolge eine unterschiedliche Schädigungsentwicklung zur Folge hat. Entsprechende Belastungspausen bzw. ein entstehender Trainingseffekt auf niedrigem Lastniveau führen ebenso zu Abweichungen der Schadenshypothese.

2.4 CEB-FIB MODEL CODE

Mithilfe des Bemessungskonzeptes des CEB-FIB Model Codes [13] [17] [18] kann die Bruchlastspielzahl von ermüdungsbeanspruchtem Beton abgeschätzt werden. Eine exakte Prognostizierung ist jedoch nicht möglich, da sich der Rechenapparat primär auf die Betonspannungen bezieht. Der Ermüdungsvorgang ist jedoch weitaus komplexer und ist u.a. von Umgebungsklima, Frequenz, Betonzusammensetzung, Betonfestigkeitsklasse, Betonfeuchtigkeitsgehalt, Porosität usw. abhängig [12].

An dieser Stelle sei nur erwähnt, dass in den „Veritas Regeln“ des Norwegian Codes, bereits eine Differenzierung betreffend der Umgebung (im Wasser oder an Luft) mitberücksichtigt wurde [12].

Grundlage des Model Codes 1990 bilden die Wöhlerkurven nach Petkovic [19], diese wurden für die neue Auflage (MC 2010) überarbeitet. Eine direkte Gegenüberstellung dieser Wöhlerlinien wird nachfolgend in Abbildung 11 gezeigt.

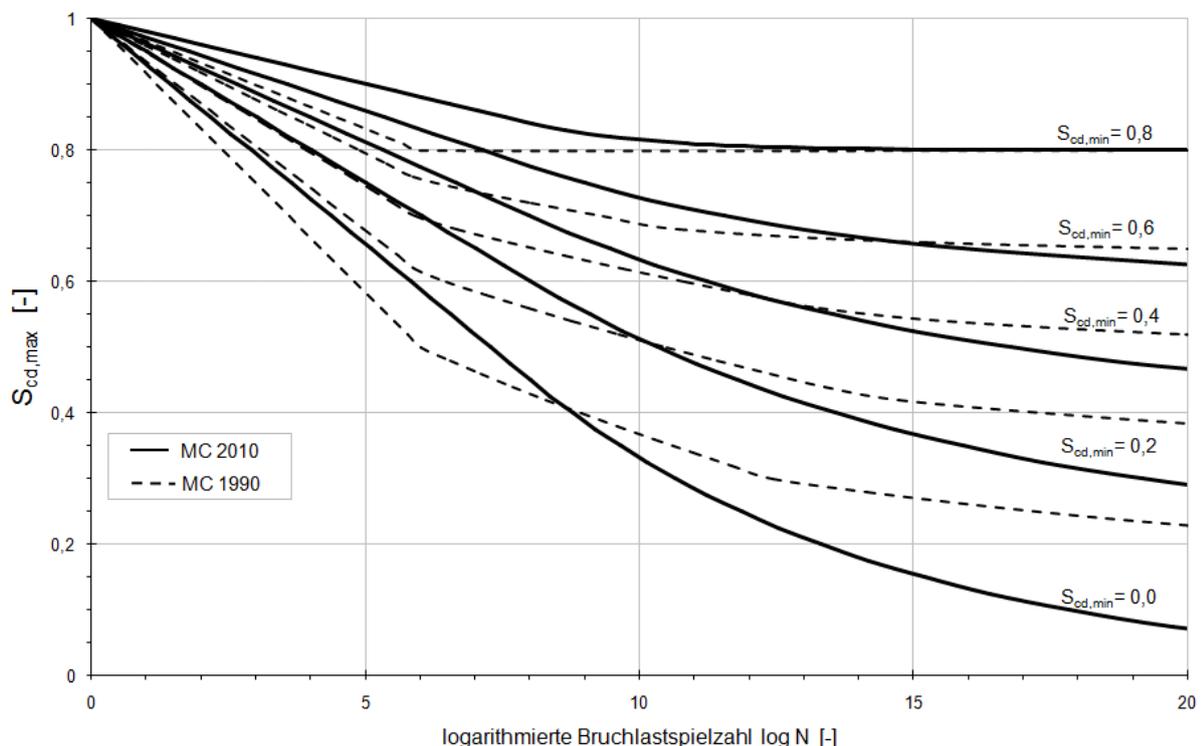


Abbildung 11: Wöhlerkurven für Beton unter Druckschwellbeanspruchung [17] [18] [19]

In Anhang 10.1 wird der analytische Ansatz zur Ermittlung der Wöhlerlinien gezeigt.

Eingangswert für die Ermittlung der Bruchlastspielzahl sind die bezogene Ober-, und Unterspannung, siehe Gleichung 2-5 und 2-6. In der Modellvorstellung wird von einer Abnahme der Betondruckfestigkeit, infolge der Ermüdungsbeanspruchung ausgegangen. Die Betonspannungen beziehen sich daher auf die zeitabhängige Ermüdungsfestigkeit [5], nach Gleichung 2-3.

$$f_{cd,fat} = \alpha \cdot \beta_{cc}(t) \cdot \left[f_{ck} \left(1 - \frac{f_{ck}}{25 \cdot f_{ck0}} \right) \right] / \gamma_c \quad (2-3)$$

$\alpha =$	0,85	[-]	
$\beta_{cc}(t) =$		[-]	Zeitbeiwert zur Berücksichtigung der Festigkeitszunahme von Beton
$f_{ck} =$		[MPa]	Charakteristische Zylinderdruckfestigkeit
$f_{ck0} =$	10	[MPa]	Bezugsfestigkeit
$\gamma_c =$	1,60	[-]	Teilsicherheitsbeiwert von Beton

Über den Koeffizienten $\beta_{cc}(t)$ wird eine mit dem Betonalter zunehmende Festigkeit infolge Hydratation berücksichtigt, Gleichung 2-4. Der Zeitpunkt der Erstbelastung ist somit für eine ökonomische Bemessung erheblich [6]. An dieser Stelle wird auf das Kapitel 4 verwiesen, in dem der Einfluss einer geringfügigen Änderung der Eingangswerte dargestellt wird.

$$\beta_{cc}(t) = \exp[s(1 - (28/t)^{0,5})] \quad (2-4)$$

$t =$		[d]	Betonalter bei Erstbelastung
$s =$	0,20	[-]	Zementbeiwert

$$S_{cd,max} = \gamma_{Sd} \cdot \sigma_{c,max} \cdot \frac{\eta_c}{f_{cd,fat}} \quad (2-5)$$

$$S_{cd,min} = \gamma_{Sd} \cdot \sigma_{c,min} \cdot \frac{\eta_c}{f_{cd,fat}} \quad (2-6)$$

2.4.1 Änderungen des Ermüdungsbemessungsmodells nach MC 2010

Speziell für die Bemessung von Offshore Windenergieanlagen hat die Umstellung auf den neuen CEB-FIB Model Code einige Vorteile. Da zunächst das alte Regelwerk nur einen Anwendungsbereich bis zu einer Betonfestigkeitsklasse von C80/95 berücksichtigte. Gerade in der Offshore-Branche geht der Trend zu immer größeren Strukturen, womit gleichzeitig auch die Beanspruchungen auf diese Konstruktionen steigen, weshalb der Einsatz hochfester Betonklassen unabdingbar ist. Das neue Modell wurde auch für diese Betone ausgelegt, da das Ermüdungsverhalten von hochfesten Betonen nicht unmittelbar dem, der normalfesten Betonklassen entspricht [20].

Im Allgemeinen führten die Wöhlerkurven des MC 1990 zu unwirtschaftlichen Ergebnissen da die Tragfähigkeit, in Form der aufnehmbaren Lastwechsel, zu gering eingeschätzt wurde. Das neue Konzept führt zu weitaus günstigeren Bemessungsergebnissen [21].

Der direkte Vergleich der Wöhlerkurven in Abbildung 11 lässt erkennen, dass der für die Bemessung relevante Zeitfestigkeitsbereich, bei gleicher Betonspannung zu einer höheren Bruchlastspielzahl führt. Besonders markant ist der Unterschied bei den höheren Spannungsniveaus. Ab einer Bruchlastspielzahl von etwa 10^{10} weisen die neuen Linien einen steileren Verlauf auf. Allerdings gibt es für diesen Bereich kaum Untersuchungsergebnisse, wodurch eine Annäherung auf der sicheren Seite gewählt wurde. Darüber hinaus zeigt dieser Bereich für die praktische Bemessung keine Relevanz, da die Auswirkung von Beanspruchungskollektiven mit sehr hohen Bruchlastzahlen, gemäß der linearen Schadenakkumulationshypothese nach Palmgren und Minor nur gering ist [21].

3 FALLSTUDIE TESTFUNDAMENT IN CUXHAVEN

3.1 ALLGEMEINES

Wie bereits in der Einleitung erwähnt, befindet sich auf dem Versuchsgelände in Cuxhaven, nahe Hamburg, ein Testfundament einer Offshore- Windenergieanlage. Dieses Fundament wurde von Ed. Züblin AG für Gründungsuntersuchungen errichtet. Dieser in-situ Versuch ermöglichte es, eine Versuchsreihe unter realen Bauwerksabmessungen durchzuführen, wo unter anderem mittels einer Zuganlage hohe Belastungen, zufolge Windspitzen simuliert wurden. Mithilfe eines entsprechenden Monitoringsystems, wurden alle Bauwerksverformungen und somit die daraus resultierenden Belastungen auf den Untergrund ausgewertet.

Nach Abschluss der Testreihen soll diese Struktur zur weiteren Erforschung von Ermüdungsschäden in der Betonstruktur, infolge einer dynamischen Anregung genutzt werden. Ein Teil des bereits vorhandenen Monitoringsystems, kann somit wiederverwendet werden. Ein weiterer Vorteil liegt in der Zugänglichkeit des Testfundaments während der gesamten Versuchsdauer, um Änderungen bzw. Anpassungen vorzunehmen. Bislang wäre dies der erste Ermüdungsversuch an einer bestehenden Struktur, in einer derartigen Größenordnung.

Laut aktueller Regelwerke werden Windkraftanlagen auf die Dauer von 2×10^9 Lastwechseln bemessen, dies entspricht 20-25 Jahren [5]. Diese Anlagen unterliegen während der gesamten Lebensdauer statischen und dynamischen Belastungen. Speziell die dynamischen Lasten, zufolge Anlagenbetrieb, Wind und Seegang, sind hauptverantwortlich für die Betonermüdung.

Um die Restlebenszeit realistisch einschätzen zu können ist es naheliegend die Teilsicherheitsbasierten Sicherheitskonzepte für Betonstrukturen mit Informationen aus Inspektionsarbeiten und Monitoring- Informationen zu kombinieren [22].

3.2 ANGABEN ZUM TESTFUNDAMENT

3.2.1 Konzeption

Bei diesem Gründungstyp handelt es sich um ein Schwerkrafftfundament, welches auf einen vorbereiteten Untergrund, ohne zusätzliche Rückverankerungen auf den Meeresboden positioniert wird. Die Struktur wird in einem Dock gefertigt und an die entsprechende Stelle eingeschwommen [23]. Der Nachweis der äußeren Standsicherheit (Kippen) wird einerseits durch die hohe Auflast, infolge Eigengewicht, andererseits durch das Fußkreuz gewährleistet. Die Aufstandsfläche des gesamten Fundamentes befindet sich an den Enden des Fundamentkastens, den sog. Prätzen.

Der Schaft weist aufgrund seiner rotationssymmetrischen Form eine hohe Biegesteifigkeit auf, die eine geringe Verformung, auch bei hohen Belastungen sicherstellt. Diese Eigenschaft gewährleistet eine umfassende Funktionalität der Anlage.

In Abbildung 13 sieht man eine Luftaufnahme des Testfundaments, in der Bauphase.



Abbildung 13: Luftbildaufnahme des Testfundaments während der Bauphase

Quelle: SOW, Strabag Offshore Wind

Nachfolgend wird in Abbildung 14 eine Offshore-Windenergieanlage mit einem Schwerkraftfundament schematisch dargestellt. Auf den Spannbetonschaft, der sich zur Gänze unter Wasser befindet, wird ein Stahlschaft mit einer Gesamtlänge von 90-120m, aufgesetzt. Um eine entsprechende Leistung zu generieren werden Rotordurchmesser von bis zu 130m eingesetzt. Derartige Größenordnungen von Windkraftanlagen erzeugen 5.000 kWh.

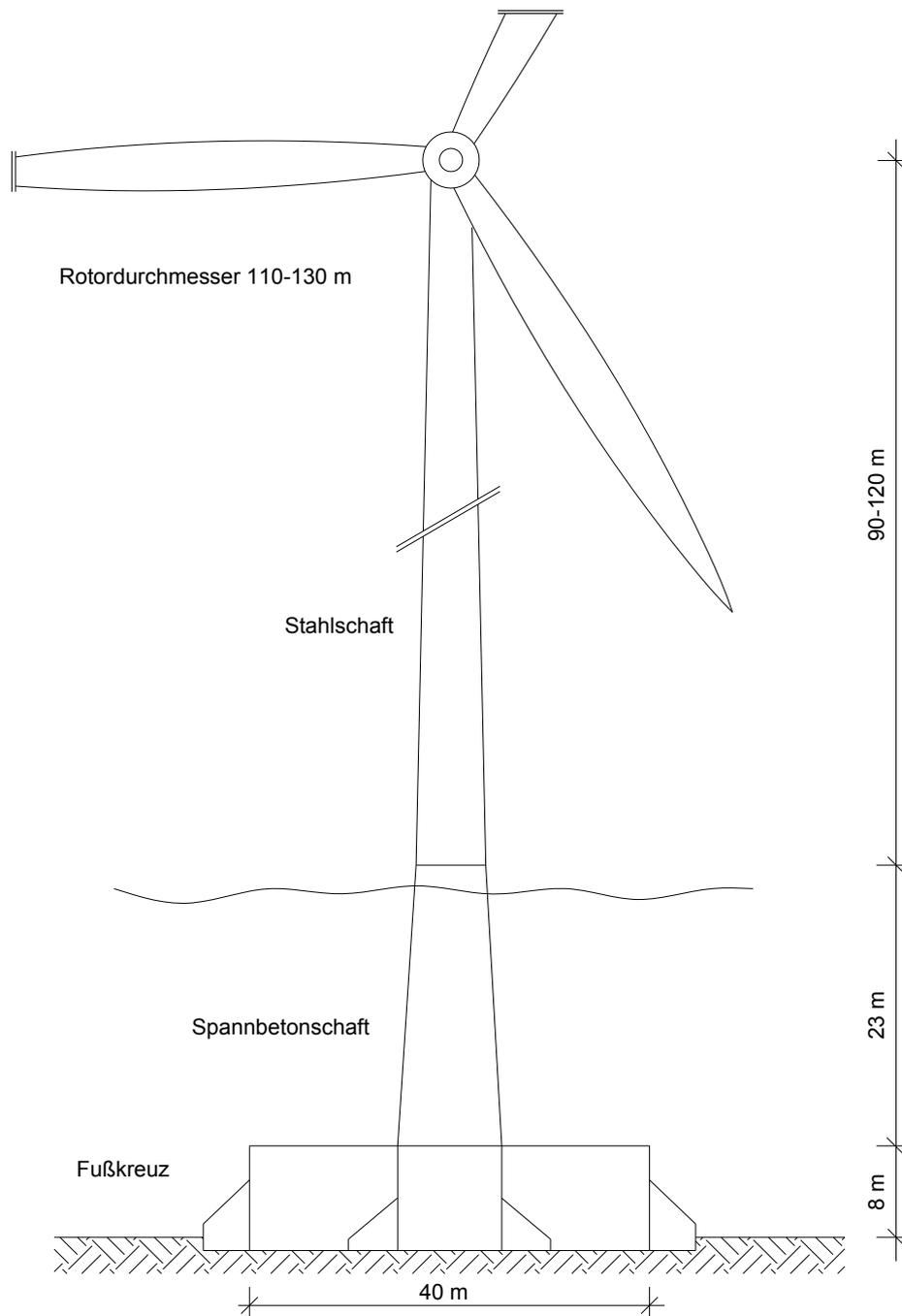


Abbildung 14: Schematische Übersicht einer Offshore- Windkraftanlage

Die gesamte Testfundamentstruktur weist eine Höhe von 32,15m auf. Dabei entfallen 22,85m auf den Stahlbetonschaft und 9,30m auf das Fußkreuz, inkl. Aufstandsplatte. Der Schaft hat am unteren Ende einen Aussendurchmesser von 8,50m und verjüngt sich auf 5,80m am Schaftkopf. Die Wandstärke des Schaftes ist mit 0,60m über die gesamte Länge konstant. Im Schaftinneren befinden sich 4 Seekabel, die den erzeugten Strom an Land leiten. Um das Eigengewicht, im Hinblick auf die Standsicherheit zu erhöhen, werden der Schaft und das Fundament mit Sand gefüllt.

Das Fußkreuz ist als Kastentragwerk konzipiert. Die Spannweite des Fundamentkastens beträgt 40,0m und ist in beide Richtungen ident. Die Breite orientiert sich am unteren Schaftdurchmesser und ergibt 8,50m. Die Bodenplatte, sowie die Deckenplatte des Fußkreuzes sind jeweils 0,6m stark, die Stirnplatten, am Ende des Kastens jeweils 0,5m. Direkt unterhalb des Schaftes weist der Fundamentkasten im Inneren vergrößerte Dimensionen auf. Im Überkreuzungsbereich erreicht die Wandstärke 1,6m. Das Fußkreuz ist 8,0m hoch.

Nachfolgend werden die Eckdaten des Testfundaments in Tabelle 1 zusammengefasst.

Bauteilbezeichnung	
Gesamthöhe des Testfundaments	32,15 m
Schafthöhe	22,85 m
Fußkreuzhöhe, ohne Aufstandsplatte	8,00 m
Schaftdurchmesser unten	8,50 m
Schaftdurchmesser oben	5,80 m
Wandstärke	0,60 m
Gesamtlänge des Fußkreuzes	40,00 m
Breite des Fußkreuzes	8,50 m
Boden-, Deckenplatte	0,60 m
Gesamtgewicht des Schaftes	769 to

Tabelle 1: Abmessungen des Testfundaments

Im Schaft wurden insgesamt 36 Hüllrohre, in Hinsicht auf eine nachträgliche Vorspannung verlegt. Diese Leerrohre weisen einen Aussendurchmesser von 9,1cm auf und sind radial in der Schaftmitte angeordnet, siehe Abbildung 15. Die Vorspannung verläuft von der Schaftkrone bis an die Bodenplatte des Zentralbaus, direkt unterhalb des Stahlbetonschafte, um eine entsprechende Verankerungskraft zu gewährleisten. Qualitativ wurde in untenstehender Abbildung die Schaft-Vorspannung, rot dargestellt.

Ebenso wurden im Fußkreuz, Hüllrohre für eine Vorspannung vorgesehen, auf die jedoch nicht näher eingegangen wird.

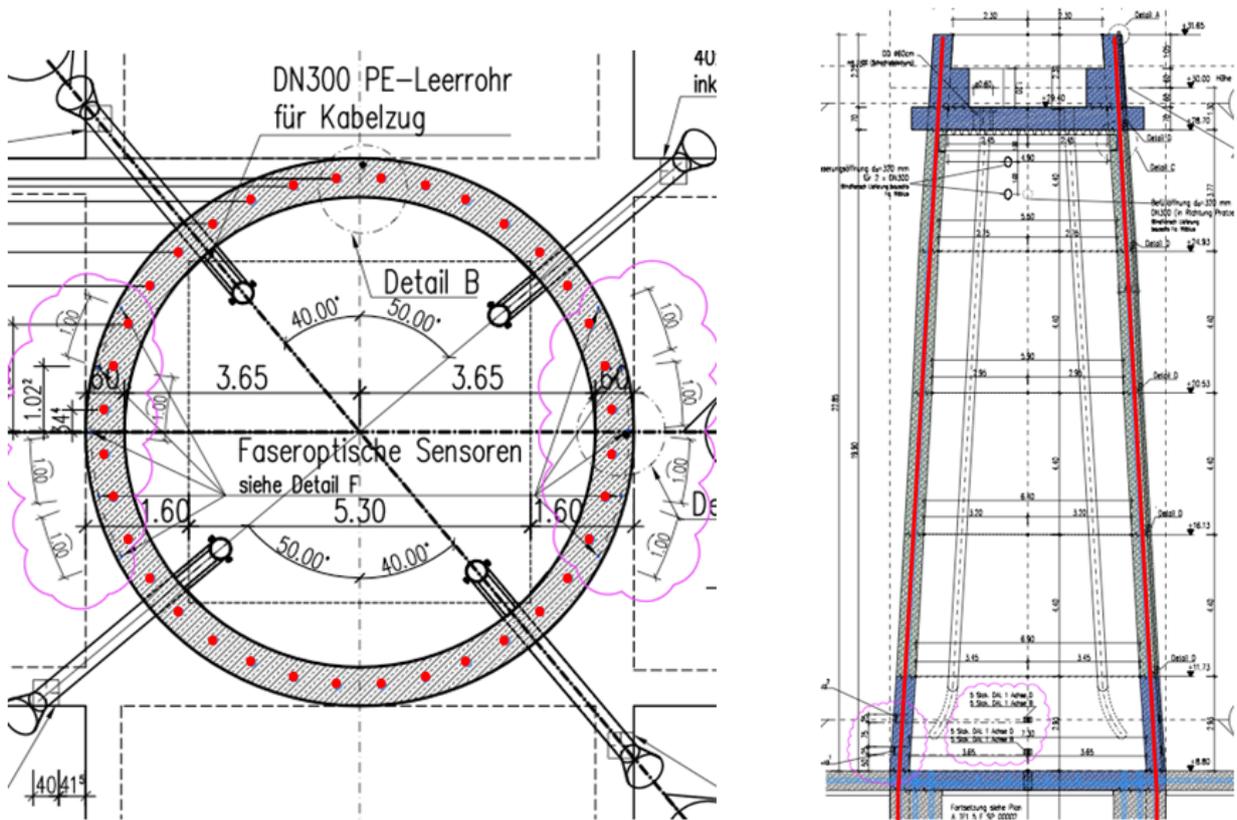


Abbildung 15: Vorspannung Stahlbetonschaft; links: Querschnitt, rechts: Längsschnitt

Quelle: Züblin Zentrale Technik, TBK

3.2.2 Materialparameter

Für den Bau des Testfundaments wurde hochfester Beton verwendet, wobei eine Differenzierung der Betonfestigkeitsklassen in Schaft bzw. Zentralbau und Hohlkasten vorgenommen wurde. In Tabelle 2 werden die Materialparameter für den verwendeten Beton und Betonstahl kurz zusammengefasst.

Da speziell der untere Bereich des Schaftes für diese Arbeit von großem Interesse ist, wird überblicksmäßig die Bewehrung behandelt. Im Übergangsbereich des Schaftes in den Hohlkasten ergibt sich aufgrund der Anschlussbewehrung ein relativ hoher Bewehrungsgrad von 8%. Generell wird die Schaftbewehrung 2-lagig ausgeführt, wobei die Anschlussbewehrung aus dem Zentralbau, in beiden Lagen einen Durchmesser von 40mm aufweist und die weiterführende Bewehrung 5,0m überlappt. Die Längsbewehrung hat Innen und Aussen einen Durchmesser von 32mm und wurde in einem Abstand von 18cm verlegt. Die Bügel, mit einem Durchmesser von 20mm, wurden mit 12,5cm Abstand eingebaut. In Abbildung 16 sieht man die Bewehrungsführung im unteren Teil des Schaftes.

	Schaft und Zentralbau	Fußkreuz
Beton		
Betonfestigkeitsklasse	C80/95	C50/60
Expositionsklasse	XC4, XS1, XF2, WF	
Druckfestigkeit f_{ck} [N/mm ²]	80	50
Zugfestigkeit f_{ctm} [N/mm ²]	4,6	4,1
E-Modul E_{cm} [N/mm ²]	48.500 ¹⁾	43.500 ¹⁾
Bewehrung		
Klasse	BSt 500	
Streckgrenze f_{yk} [N/mm ²]	500	
E-Modul E_s [N/mm ²]	200.000	
Betondeckung c [cm]	5,5	

Tabelle 2: Materialparameter des Testfundaments

¹⁾ Laut [24] liegt der gemittelte Sekantensteifemodul für die angegebenen Betonfestigkeitsklassen um ca. 15% niedriger. Dieser erhöhte Wert ist auf die Zuschläge zurückzuführen. Die angeführten Werte des E-Moduls, wurden anhand von 27 Einzelproben, nach 56 Tagen Aushärtezeit ermittelt.

3.2.3 Monitoringsystem

Die Thematik Monitoring ist nicht unmittelbar Gegenstand dieser Ausarbeitung, wird aber aus Gründen der Vollständigkeit überblicksweise behandelt. Zweck des angebrachten Monitoringsystems ist es, alle Reaktionen der Struktur aufzunehmen um einerseits die bereits diskutierte Spannungumlagerung zu belegen, und andererseits alle Änderungen in der Betonstruktur während des Ermüdungsvorganges kontinuierlich zu erfassen. Die meisten Sensoren wurden am Schafffuß angebracht, da dies der ermüdungsrelevante Bereich ist. Wie bereits im Kapitel Theoretische Grundlagen erwähnt, lässt sich der Fortschritt des Betonermüdungsprozesses, mit der Änderung des E-Moduls bzw. der Dehnungszunahme quantifizieren. Das Ziel der Messungen ist es, diese Parameter mithilfe der Sensoren zu erfassen, um eine fundierte Aussage über den Schädigungsgrad bzw. in weiterer Folge über den Gesamtzustand der Struktur, tätigen zu können.

Nachfolgend werden die verwendeten Sensortypen aufgelistet und deren Einsatzzweck kurz beschrieben, siehe Tabelle 3.

Anzahl	Sensortyp	Messparameter	Messziel
20	Faseroptische Sensoren	Dehnung	Ermittlung des Langzeitdehnungsverhaltens, Spannungsermittlung
4	Ultraschallsensoren	Laufzeit	Dämpfungsermittlung, E-Modul Bestimmung
4	Körperschallsensoren	Schallemission	Feststellung des Schädigungsgrades
4	Beschleunigungssensoren	Beschleunigung	Ermittlung der Eigenfrequenzänderung infolge einer Strukturschädigung

Tabelle 3: Überblick der verwendeten Sensortypen aus [22]

Nachfolgende Abbildung 16 zeigt die Lage der Faseroptischen Sensoren im Schafffuß (rot markiert). Die Anordnung der Messinstrumente beschränkt sich auf jene zwei gegenüberliegenden Bereiche des Schafftes, die unter dynamischer Beanspruchung die höchsten Spannungen aufweisen. Je Seite sind die Sensoren auf einer Länge von 4,0 m angeordnet. Die beiden Lagen wurden 50cm und 125cm über der Deckenplatte des Fußkreuzes montiert und weisen einen horizontalen Abstand von 1,0m auf.



Abbildung 16: Lage der Sensoren im Schafffuß

Quelle: Dr. Michael Reiterer

Des Weiteren ist in obenstehender Abbildung, rechts in Bildmitte, eine Aussparung für die Seekabeldurchführung zu sehen. Über dem ersten Bewehrungsabschnitt sind die Hüllrohre zu erkennen.

3.3 VORSTUDIE

3.3.1 Zielsetzung

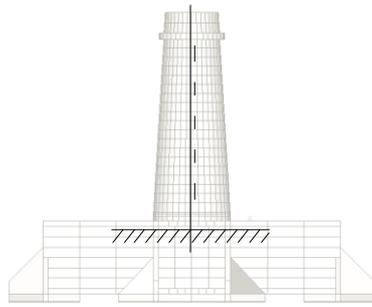
Das Ziel der geplanten zyklischen Belastung ist es, die Betonstruktur in den hoch belasteten Bereichen, zur Gänze zu schädigen, bis eine sichtbare Ermüdungserscheinung eintritt. Unter diesem Aspekt wird auch eine vertretbare Zyklenanzahl und somit eine überschaubare Versuchsdauer gefordert.

Es soll gezeigt werden, dass eine Umlagerung der Spannungen von dem „Hot Spot“ in die geringer belasteten Randbereiche stattfindet, welche zu einer Verlängerung der theoretischen Lebenszeit führt. Infolge dessen ist die Struktur in der Lage eine größere Anzahl an Lastwechsel aufzunehmen, als nach der aktuellen Nachweisführung nach Model Code nachgewiesen wird.

3.3.2 Statisches System

In Abbildung 17 wird das statische System des Testfundaments vereinfacht dargestellt. Der Stahlbetonschaft bildet einen Kragträger, der im Fußkreuz eingespannt ist. Als Belastungen werden das Eigengewicht der Struktur, die Vorspannung und die horizontale Kraft am Schaftkopf, hervorgerufen durch den Unwuchterreger angesetzt. Durch die ständig wirkende hohe Vorspannkraft, wird die Druckzone überdrückt und es treten somit ausschließlich Druckspannungen auf, siehe Abbildung 18.

Statisches System

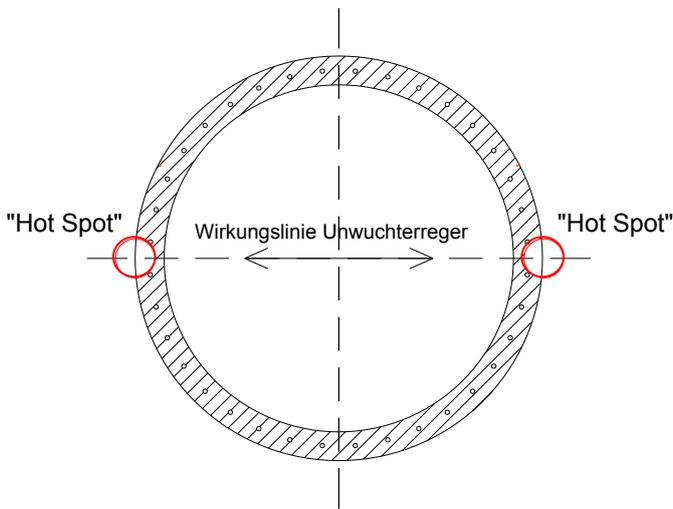


⇒ Kragarm,
Schaft im Fußkreuz eingespannt

	Lastbild	qualitativer Schnittkraftverlauf		
Belastung infolge Eigengewicht		N 	M=V=0	überproportionale Zunahme der Normalkraft nach unten hin >variierende Querschnittsgröße
Belastung infolge Vorspannung		N 	M=V=0	
Belastung infolge Unwuchterreger		V 	M 	N=0
Superpositionierung aller Lasten		N 	V 	M

Abbildung 17: Vereinfachtes statisches System des Testfundaments

Schaftquerschnitt



Qualitativer Spannungsverlauf im unteren Schaftbereich

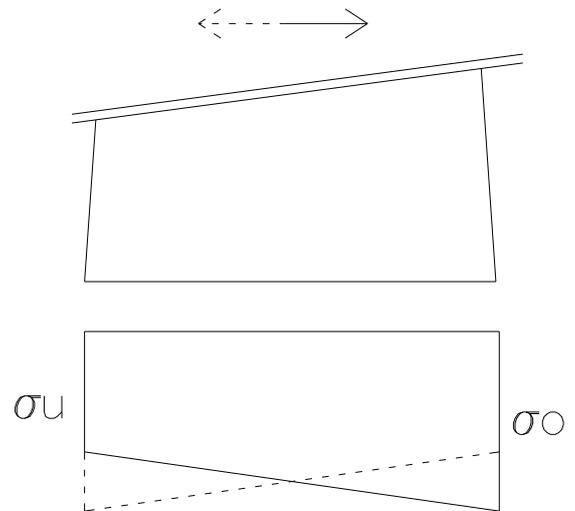


Abbildung 18: Qualitative Spannungsverlaufsänderung infolge zyklischer Belastung

3.3.3 Lasten

Als statische Belastung wirken das Eigengewicht und die Vorspannung. Die dynamische Anregung wird durch einen Unwuchterreger am Schaftkopf erzeugt. Das Gewicht des Stahlbetonschafte beläuft sich auf 769 to.

Wie bereits erwähnt, sind im Schaft 36 Hüllrohre für die Vorspannung vorgesehen. Bei Überprüfungen dieser Leerrohre wurde festgestellt, dass ein Hüllrohr nicht verwendbar ist. In Tabelle 4 werden die Materialparameter der Vorspannung kurz zusammengefasst.

Spannstahl	S1660/1860
$f_{p0,1k}$	1660 N/mm ²
$f_{p,k}$	1860 N/mm ²
$f_{p,d}$	1395 N/mm ²
A_{Li}	150 mm ²
Vorspannkraft pro Litze	209,25 kN
Vorspannkraft pro Hüllrohr (12 Litzen)	2511 kN
Summe der Vorspannkraft (35 Hüllrohre)	87.885 kN

Tabelle 4: Materialparameter der Vorspannung

Die aufgebrachte zentrische Vorspannkraft entspricht ca. 11-mal dem Eigengewicht. Als Verpressstrecke dient die ganze Höhe des Zentralbaus, um eine entsprechende Last aufnehmen zu können. Vorgespannt wird am Schaffkopf, wobei über die Versuchsdauer keine Abminderung der Vorspannkraft, infolge Schlupf berücksichtigt wird, da diese nur für wenige Wochen ausgelegt ist.

Die zyklische Beanspruchung wird durch einen Unwuchterreger generiert, der am Schaffkopf in einer Höhe von 21,6m angebracht wird. Die erzeugte horizontale Kraft, ruft am Schafffuß ein Moment hervor, welches in einen Spannungsanteil umgerechnet werden kann. Diese Spannung wird mit den vorhandenen Spannungen, aus den statisch wirkenden Lasten überlagert, was in Abhängigkeit der Wirkungsrichtung des Unwuchterregers zu einer Zu-, oder Abnahme der betrachteten Spannungen führt. Dies erzeugt eine Spannungsdifferenz aus dem eine Ober-, und Unterspannung resultieren, siehe Abbildung 18.

Der geplante Unwuchterreger ist in der Lage 135 kN zu erzeugen. Durch die Ausnützung der Eigenfrequenz wäre ein Vielfaches dieser Last möglich. Laut [22] wäre ein dynamischer Vergrößerungsfaktor zwischen 7 und 25 realistisch, wobei für nachfolgende Ansätze mit einer 7-fachen Erhöhung gerechnet wurde. Durch eine Regelung des Unwuchterregers, lässt sich der Vergrößerungsfaktor dahingehend einstellen, um die gewünschten Betonspannungen zu erzeugen. In Tabelle 5 werden die Daten des Unwuchterregers aufgelistet.

Unwuchterreger	
Horizontale Kraft	135 kN
Einbauhöhe	21,6 m
Dynamischer Vergrößerungsfaktor	7
Maximal generierbare Kraft	945 kN
Moment am Schafffuß	20.412 kNm
Erregerfrequenz	7 Hz

Tabelle 5: Daten des Unwuchterregers

3.3.4 Spannungsermittlung des bestehenden Testfundamentes

In einem ersten Schritt wurden die Spannungen des bestehenden Testfundaments in Abhängigkeit der zuvor beschriebenen Belastungen überschlägig ermittelt, um eine Abschätzung der Bruchlastspielzahl gemäß dem Bemessungskonzept des CEB-FIB Model Code zu bestimmen, siehe Tabelle 6.

Belastung	Druckspannung ¹⁾ [N/mm ²]	
Eigengewicht	0,52	
Vorspannung	6,18	
Unwuchterreger	0,612	
Überlagerung	5,97 / 7,19	
Bezogene Oberspannung $S_{cd,max}$	0,132	
Bezogene Unterspannung $S_{cd,min}$	0,110	
CEB-FIB Model Code	MC 1990	MC 2010
Errechnete Bruchlastspielzahl N_f	10^{306}	10^{33}

1) Da der Spannungsbereich ausschließlich im Druckbereich ist, werden die Spannungen als Absolutwert angegeben.

Tabelle 6: Erwartete Betonspannungen des bestehenden Testfundaments

Die Grundlage für die Ermittlung der Bruchlastspielzahl in obenstehender Tabelle, sind die Wöhlerkurven nach Petkovic, siehe Abbildung 19 [19]. Die ermittelten bezogenen Spannungen liegen für die Oberspannung bei 0,132 und für die Unterspannung bei 0,110. Dies ergibt je nach verwendetem Model Code eine Bruchlastspielzahl von 10^{33} bis 10^{306} Lastwechseln.

In Abbildung 19 wird das berechnete Oberspannungsniveau (rote Linie) und die Wöhlerkurven des Model Code 1990, sowie des Model Code 2010 gegenübergestellt.

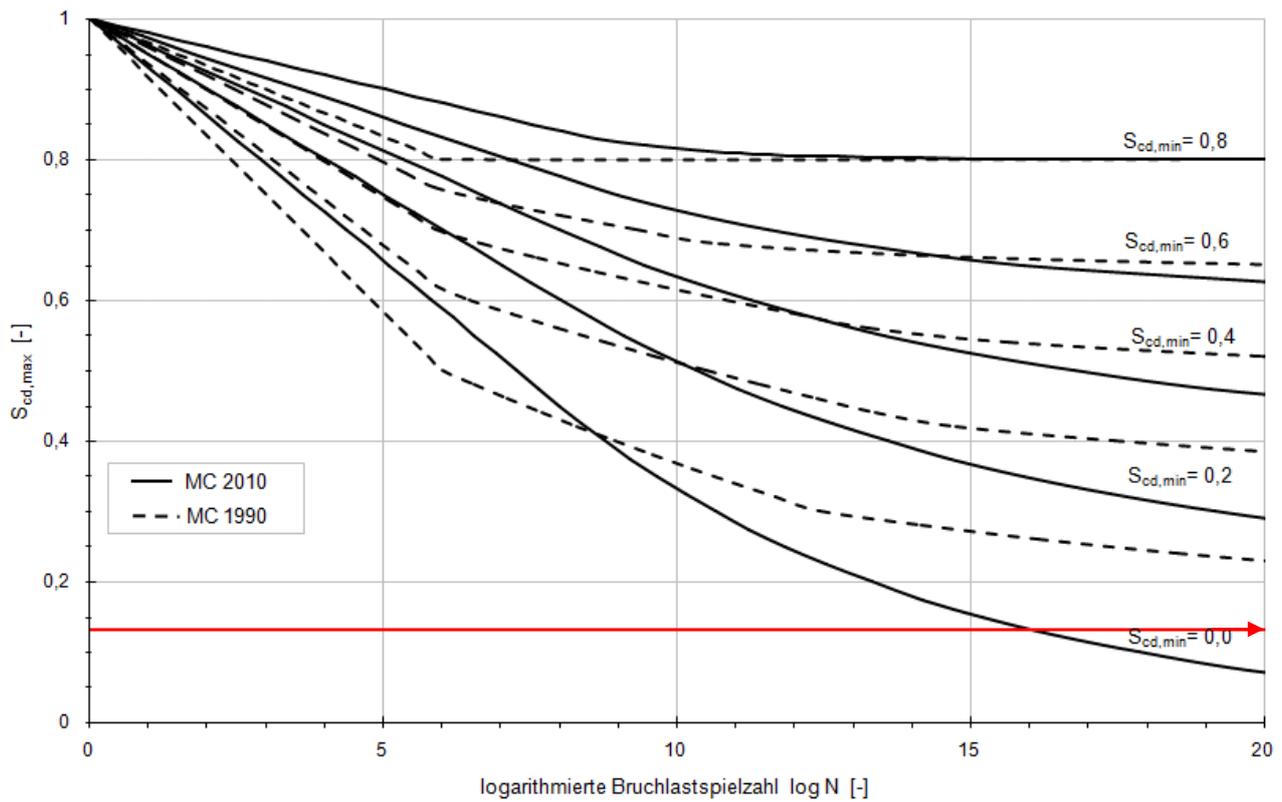


Abbildung 19: Ermittlung der Bruchlastspielzahl

Um die Dauer des Versuches auf eine plausible durchführbare Zeitspanne zu reduzieren wird eine bezogene Oberspannung von min. 0,80 angestrebt, dies würde eine Betondruckspannung von ca. 45 N/mm^2 bedeuten. Die bezogene Unterspannung ergibt sich aus der vorhandenen Leistung des Unwuchterregers [22].

3.3.5 Schaftschwächung

Unter der zuvor beschriebenen Belastung wurde eine maximale Druckspannung von $7,19 \text{ N/mm}^2$ erreicht. Dies entspricht ungefähr einem Sechstel der angestrebten Betondruckspannung. In Tabelle 6 werden die einzelnen Spannungskomponenten aufgelistet, wobei ersichtlich ist, dass der mit Abstand größte Beitrag durch die zentrische Vorspannung erreicht wird. Da auch eine Erhöhung der Litzenanzahl in den einzelnen Hüllrohren nicht ausreicht, wurde der Querschnitt des Schaftes reduziert um eine Spannungserhöhung herbeizuführen.

Im Vorfeld wurde bereits eine Variantenstudie durchgeführt, bei der unterschiedliche Ansätze zur Schaftschwächung untersucht worden sind.

Einige Varianten basierten auf dem Ansatz, Teilbereiche des Schaftes über die vollständige Wandstärke einzuschneiden, damit die Last über die verbleibenden Restflächen aufgenommen werden muss. Durch diese punktuellen Auflager erreicht man die Wirkung eines einaxialen Druckversuches, bei dem es allerdings zu keinen Umlagerungen kommt. Des Weiteren gab es Bedenken hinsichtlich der Standsicherheit, nach Abschluss des Versuches.

Bei der geplanten Ausführungsvariante wird der Schaft entlang des Umfanges gleichmäßig radial geschwächt, siehe Abbildung 20. Dazu werden im unteren Schaftbereich zwei horizontale Schnitte mithilfe einer Seilsäge, in einer Höhe von 30cm und 60cm ausgeführt. Die Wandstärke soll bis auf 10cm reduziert werden, um eine hohe Betondruckspannung zu erreichen. Hierbei liegt der Vorteil, dass eine Umlagerung infolge einer schrittweisen Degradation der Materialsteifigkeit erfasst werden kann. Der Betonkörper zwischen den Schnitten wird entfernt um weitere Sensoren anbringen zu können, da bei dieser Ausführung die untere Lage des bereits angebrachten Monitoringsystems zerstört wird. Da an beiden gegenüberliegenden Seiten des Schaftes eine Strukturschädigung hervorgerufen wird, besteht hinsichtlich der Messung eine gewisse Sicherheit gegenüber einem eventuellen Ausfall der Sensoren. Ein weiterer Grund für die Variante mit zwei Schnittflächen ist, dass innerhalb der verbleibenden 10cm Wandstärke die vertikalen Spannungstrajektorien parallel verlaufen.

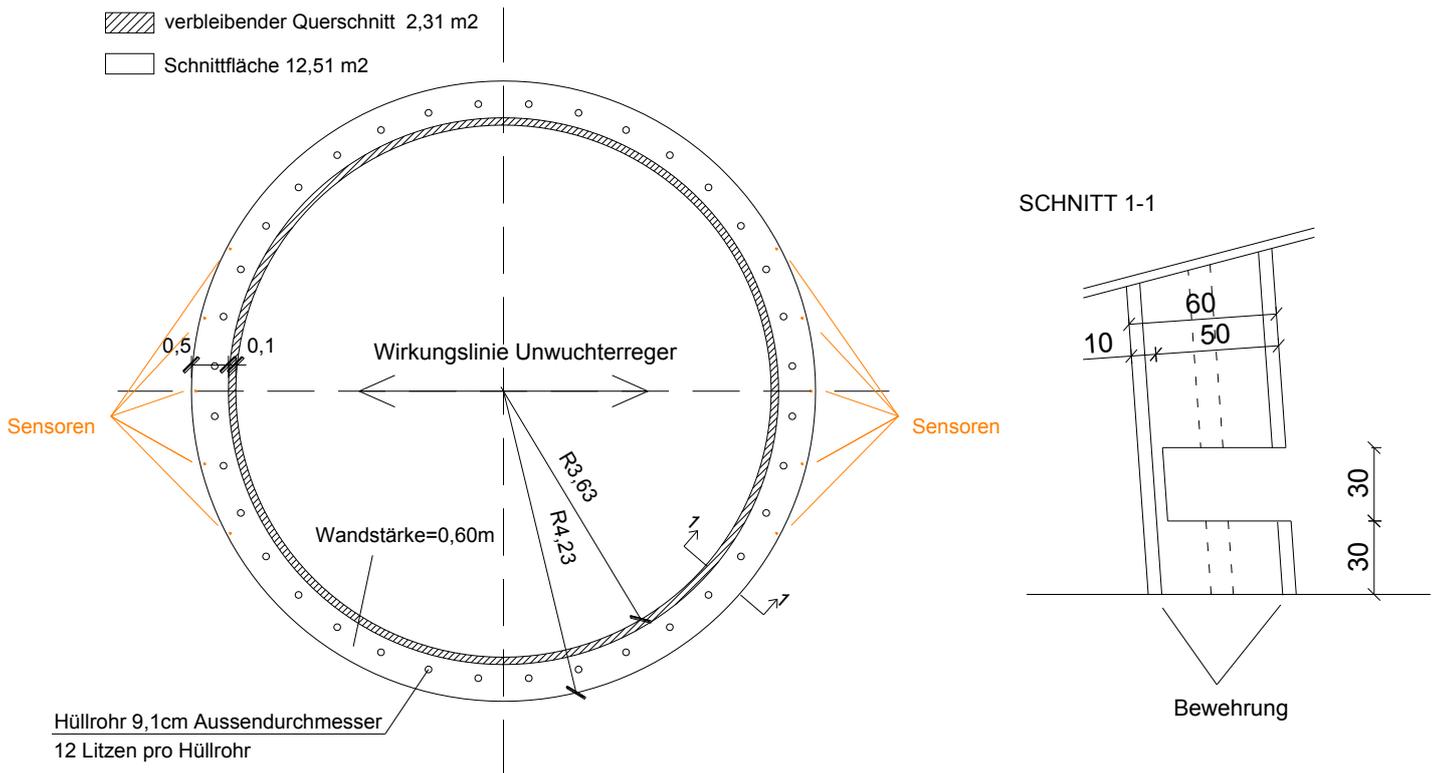


Abbildung 20: Querschnittschwächung

In obenstehender Abbildung ist auf der linken Seite ein horizontaler Schnitt durch den Schaft im Anschlussbereich dargestellt. Die anfängliche Querschnittsfläche von $14,82\text{m}^2$, wird bei einer maximalen Schnitttiefe von 50cm, bis auf $2,31\text{m}^2$ verringert, d.h. es verbleiben knapp 16% des Querschnittes. Auf der rechten Seite der Abbildung wird ein vertikaler Schnitt durch den unteren Schaftbereich gezeigt. Die äußere Bewehrungslage, sowie die Hüllrohre werden durchtrennt, darum können die Vorspannkabel erst nach der Schwächung eingebracht und verpresst werden.

Infolge der beschriebenen Querschnittschwächung wird bei einer Schnitttiefe von 50cm, eine erzielte bezogene Oberspannung von 0,86 erreicht.

3.3.6 Ergebnisse der Vorstudie

In Kapitel 5 erfolgt eine genaue Darstellung der Spannungsermittlung. Es werden einige Ergebnisse vorweggenommen, um in weiterer Folge eine Abschätzung der Bruchlastspielzahl vornehmen zu können.

In Tabelle 7 werden die Resultate des querschnittgeschwächten Testfundaments aufgelistet. Aufgrund der reduzierten Querschnittfläche erhöht sich die Oberspannung, bei einer Schnitttiefe von 50cm, auf 46,77 N/mm². Die Unterspannung liegt 8,77 N/mm² niedriger und beträgt 38,03 N/mm². Dies führt zu einer umgerechneten Bruchlastspielzahl, je nach Model Code, von 6.300 bis knapp 750.000 Lastwechsel, siehe Abbildung 24. Bei einer Erregerfrequenz von 7 Hz ergibt das eine Versuchsdauer von 15 Minuten bis 30 Stunden.

Belastung	Druckspannung ¹⁾ [N/mm ²]	
Eigengewicht	3,25	
Vorspannung	39,15	
Unwuchterreger	4,37	
Überlagerung	38,03 / 46,77	
Bezogene Oberspannung $S_{cd,max}$	0,860	
Bezogene Unterspannung $S_{cd,min}$	0,699	
CEB-FIB Model Code	MC 1990	MC 2010
Errechnete Bruchlastspielzahl N_f	$10^{3,80}$	$10^{5,87}$

1) Da der Spannungsbereich ausschließlich im Druckbereich ist, werden die Spannungen als Absolutwert angegeben.

Tabelle 7: Erwartete Betonspannungen des Testfundaments (Schnitttiefe 50cm)

Anhand Abbildung 21 wird die Erfordernis einer Schnitttiefe von 50cm begründet. Erst ab einem Einschnitt von 40 cm, kommt es zu einem erheblichen Spannungsanstieg im Bereich der Schaftschwächung. Aufgrund des sich reduzierenden Querschnittes verringert sich das Widerstandsmoment, wodurch der Einfluss des Unwuchterregers auf die Spannungsamplitude zunimmt.

Eine Erhöhung von 40cm auf 50cm bringt eine Verdoppelung der Schwingbreite und beträgt $8,77 \text{ N/mm}^2$. Für das Bemessungskonzept gemäß Model Code, ist einerseits der Betrag der Oberspannung, sowie die Differenz zur Unterspannung maßgebend. Je höher diesen beiden Faktoren sind, desto geringer ist die Bruchlastspielzahl.

Weiteres sind in diesem Diagramm zwei Festigkeiten dargestellt. Die charakteristische Ermüdungsfestigkeit, liegt bei $f_{ck,fat} = 54,4 \text{ N/mm}^2$. Um hinsichtlich einer vollständigen Betonschädigung auf der sicheren Seite zu liegen, wurden keine Teilsicherheitsbeiwerte berücksichtigt. Die untere Linie liegt bei 40% der Druckfestigkeit und stellt jene Grenze dar, ab der es vermehrt zu einer Mikrorissbildung kommt. Die Betondruckspannung muss einen Wert von ungefähr 36 N/mm^2 überschreiten, damit es zu einer entsprechenden Schädigung der Betonstruktur kommt.

Um Unsicherheiten in Hinsicht auf die realen Spannungswerte zu kompensieren, wird eine Schnitttiefe von 50cm ausgeführt.

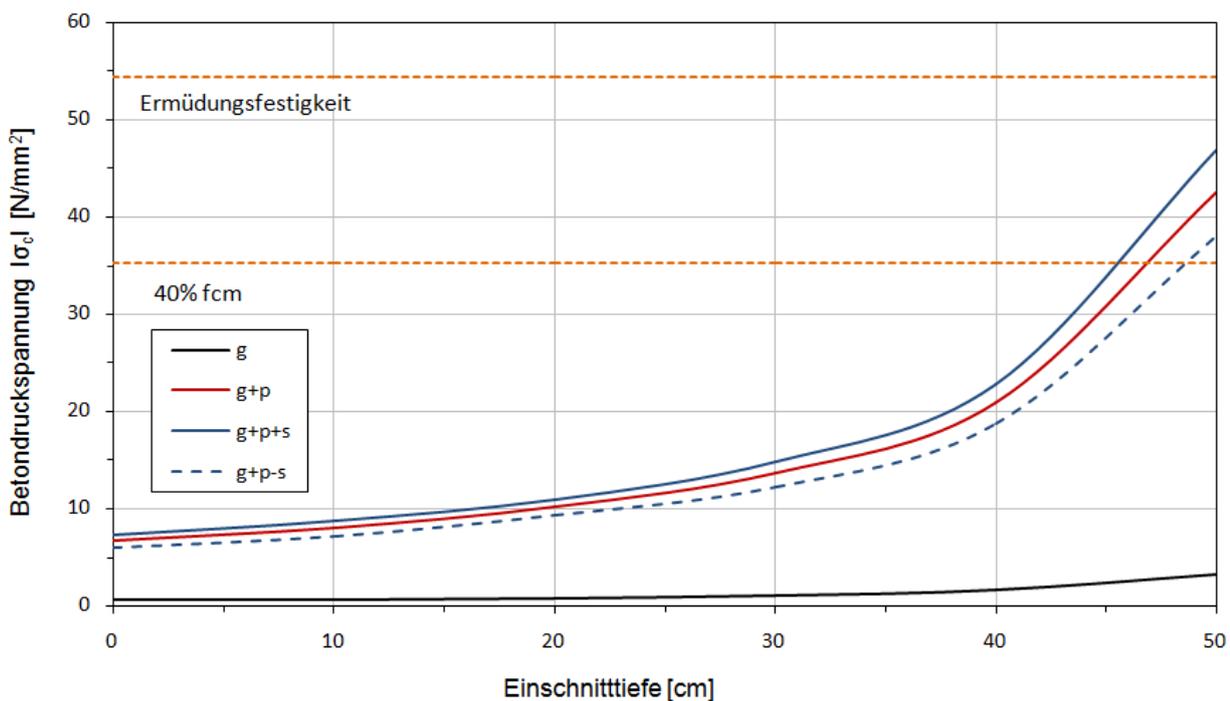


Abbildung 21: Erwartete Betondruckspannung in Abhängigkeit zur Schnitttiefe

4 BETONERMÜDUNGSNACHWEIS

4.1 ALLGEMEINES

Nach derzeitigem Stand wird für die Nachweisführung der Betonermüdung jener Bereich des Bauwerkes herangezogen, der die höchsten Spannungskonzentrationen aufweist. Diese Stelle wird als „Hot Spot“ bezeichnet, Abbildung 18. Speziell bei Windenergieanlagen ist der Grenzzustand der Ermüdung bemessungsrelevant. Dies führt zu überdimensionierten und somit zu unwirtschaftlichen Querschnitten, da der Effekt der Spannungsumlagerung innerhalb des Querschnittes, zufolge einer progressiven Steifigkeitsabnahme nicht berücksichtigt wird. Eine weitere Folge ist die Überschätzung des Schädigungsgrades, die in einer verkürzten Lebensdauer resultiert.

Die gebräuchliche Anwendung der linearen Schadensakkumulationshypothese nach Palmgren und Miner trägt weiter dazu bei, dass der tatsächliche Ermüdungsprozess der Betonstruktur unzureichend beschrieben wird, und zu unsicheren Ergebnissen führt. Des Weiteren wird der Einfluss der Belastungsreihenfolge außer Acht gelassen. In [5] wird gezeigt, dass es in Abhängigkeit der Reihenfolge eines Mehrstufenlastkollektives zu einem unterschiedlichen Schädigungsverlauf, über die geplante Lebensdauer kommt.

Nachfolgend wird der Betonermüdungsnachweis, gemäß den oben genannten Kriterien geführt. Als Berechnungsgrundlage dienen der CEB-FIB Model 1990 und 2010.

4.2 SPANNUNGSFAKTOREN

Die zyklische Beanspruchung des Unwuchterregers lässt sich mit einem Einstufenlastkollektiv gleichstellen. Diese induzierte Wechselbeanspruchung wird in Tabelle 8, mittels Spannungsfaktoren welche die Druckschwellbeanspruchung beschreiben, dargestellt.

Bezeichnung	Formel	Ergebnis
Oberlast S_o	$S_o = \frac{\sigma_o}{f_{ck}}$	0,58
Unterlast S_u	$S_u = \frac{\sigma_u}{f_{ck}}$	0,48
Schwingbreite ΔS	$\Delta S = S_o - S_u$	0,10
Spannungsverhältnis R	$R = \frac{S_o}{S_u}$	1,21

Tabelle 8: Spannungsfaktoren

Die angegebenen Spannungen, beziehen sich auf die maximale bzw. minimale Betondruckspannung im Hot Spot, und werden mit σ_o bzw. σ_u bezeichnet.

Da vorerst eine Spannungumlagerung unberücksichtigt bleibt, wird das Beanspruchungsniveau als konstant angesehen. In Abbildung 22 wird das aufgebrauchte Lastspektrum in die Arbeitslinie des Betons eingezeichnet.

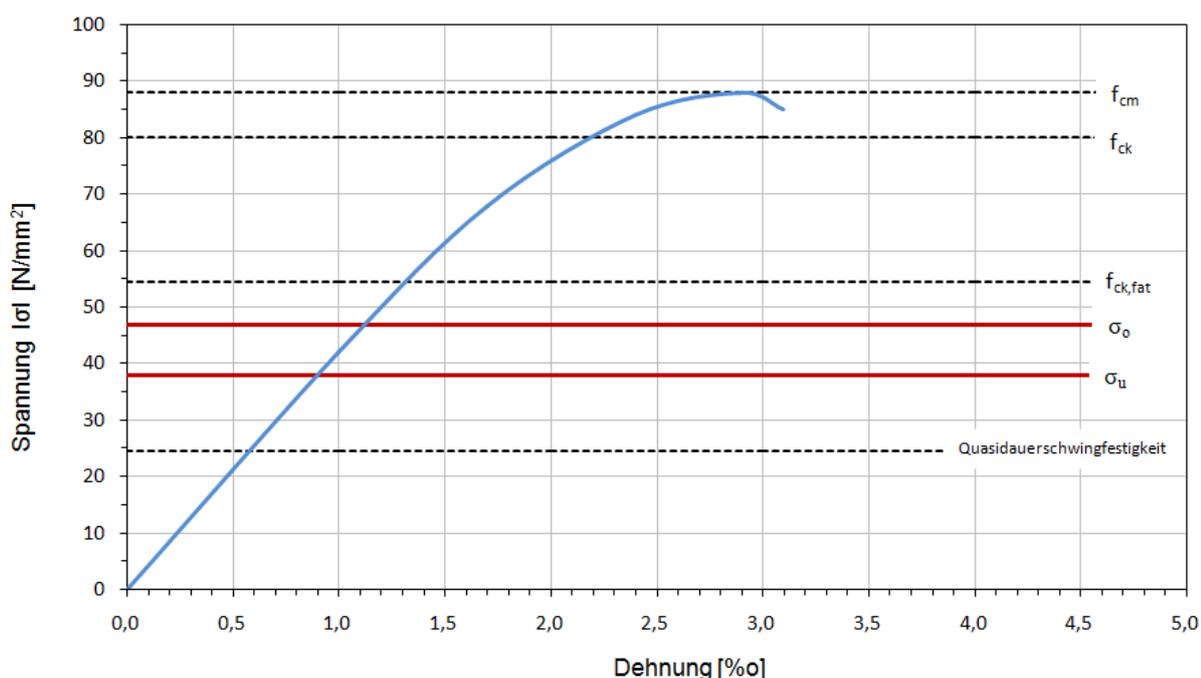


Abbildung 22: Arbeitslinie einer Betonfestigkeitsklasse C80/95

4.3 ABSCHÄTZUNG DER BRUCHLASTSPIELZAHL GEMÄß MODEL CODE

4.3.1 Allgemeines

Der Nachweis der Betonermüdung wird nach dem Verfahren des CEB-FIB Model Code [13] [17] [18] geführt, wobei die unten angeführten Gleichungen und deren Faktoren, in Kapitel 2 näher behandelt werden.

Für die Abschätzung der Bruchlastspielzahl werden folgende Faktoren benötigt:

$$f_{ck,fat} = \alpha \cdot \beta_{cc}(t) \cdot \left[f_{ck} \left(1 - \frac{f_{ck}}{25 \cdot f_{ck0}} \right) \right] / \gamma_c = 54,4 \text{ N/mm}^2 \quad (4-1)$$

$\alpha =$	1,0	
$\beta_{cc}(t) =$	1,0	Zeitfaktor
$f_{ck} =$	80 N/mm ²	charakteristische Betondruckfestigkeit
$f_{ck0} =$	10 N/mm ²	Bezugsfestigkeit
$\gamma_c =$	1,0	Teilsicherheitsbeiwert für Beton

$$S_{cd,max} = \gamma_{Sd} \cdot \sigma_{c,max} \cdot \frac{\eta_c}{f_{ck,fat}} = 0,860 \quad (4-2)$$

$$S_{cd,min} = \gamma_{Sd} \cdot \sigma_{c,min} \cdot \frac{\eta_c}{f_{ck,fat}} = 0,699 \quad (4-3)$$

$\gamma_{Sd} =$	1,0	Teilsicherheitsbeiwert für die Modellungenauigkeit
$\sigma_{c,max} =$	46,77 N/mm ²	Maximale Betrag der Betondruckspannung
$\sigma_{c,min} =$	38,03 N/mm ²	Minimale Betrag de Betondruckspannung
$\eta_c =$	1,0	Beiwert zur Berücksichtigung der ungleichmäßigen Spannungsverteilung

Es werden für die Ermüdungsfestigkeit, sowie für die bezogenen Spannungen, alle Teilsicherheitsbeiwerte auf 1,0 gesetzt. Für den Koeffizient $\beta_{cc}(t)$ der den zeitlichen Festigkeitsanstieg des Betons berücksichtigt und den Faktor für die ungleichmäßige Spannungsverteilung darf vereinfachend 1,0 angesetzt werden. In einer Sensitivitätsanalyse wird der Einfluss dieser Parameter auf die Bruchlastspielzahl untersucht.

4.3.2 Vereinfachter Nachweis

Für ermüdungsbeanspruchte Strukturen unter Druckschwellbeanspruchung mit einer Lastspielzahl von $N < 10^8$, ist ein detaillierter Ermüdungsnachweis nicht erforderlich, wenn folgende Bedingung lt. Gl. (4-4) eingehalten wird.

$$\gamma_{Sd} \cdot \sigma_{c,max} \cdot \eta_c \leq 0,45 f_{ck,fat} \quad (4-4)$$

Die nachfolgend verwendeten Ergebnisse wurden aus Kapitel 3.3.6 entnommen. Die maßgebende Betondruckspannung im Hotspot $\sigma_{c,max} = 46,77 \text{ N/mm}^2$, übertrifft die Quasidauerschwingfestigkeit $0,45 f_{ck,fat} = 0,45 \cdot 54,4 \text{ N/mm}^2$ um 90 %. Wobei hierfür der charakteristische Wert für die Ermüdungsfestigkeit verwendet wurde. Desweiteren wurden die Beiwerte γ_{Sd} und η_c auf 1,0 gesetzt.

Kritikpunkt dieses Ansatzes ist die Vernachlässigung der Spannungsschwingweite, dadurch müsste man bereits bei einer kleinen Spannungsamplitude auf einem höherem Beanspruchungsniveau, einen detaillierten Nachweis führen [13].

Ein anderer Ansatz wird in Gl. (4-5) dargestellt. Hier wird auch die Unterspannung als zusätzlicher Parameter miteinbezogen.

$$S_{cd,max} \leq 0,437 + 0,44 \cdot S_{cd,min} \quad (4-5)$$

Die bezogenen Spannungen im relevanten Bemessungsabschnitt belaufen sich auf $S_{cd,max} = 0,860$ und $S_{cd,min} = 0,699$. Hier wird ebenfalls die Bedingung nicht erfüllt, jedoch wird die obere Grenze nur noch um 16% überschritten.

Beide vereinfachte Nachweise für die Betonermüdung werden wie erwartet nicht erfüllt, jedoch liegen die Ergebnisse weit auseinander. Dies ist auf den unterschiedlichen Berechnungsansatz zurückzuführen.

4.3.3 Direkter Nachweis

Dieser Ermüdungsnachweis wird auf Grundlage des gesamten Beanspruchungsspektrums geführt [5]. Mithilfe einer regulierbaren dynamischen Anregung, wird am Testfundament die Belastungsschwingweite konstant gehalten, weswegen ein Einstufenlastkollektiv für die Nachweisführung herangezogen wird.

Die Eingangsparameter wurden bereits in Kapitel 4.3.1 berechnet. Für die Ermittlung der Bruchlastspielzahl werden die Wöhlerlinien nach Petkovic [19] verwendet. Um die Sensibilität des Bemessungskonzeptes darzustellen, werden einerseits die Ermüdungsfestigkeit $f_{ck, fat}$ in Abhängigkeit der Erstbelastung t , sowie die Betondruckspannungen σ_m variiert. Des Weiteren wird auch ein direkter Vergleich zwischen Model Code 1990 und Model Code 2010 gezeigt. In Tabelle 9 wird die Auswertung dieser Sensitivitätsanalyse zusammengefasst.

t [d]	$\beta_{cc}(t)$ [-]	$f_{ck, fat}$ [N/mm ²]	N_f [LW in Tsd.]					
			$\sigma_{m-2\%}$		σ_m		$\sigma_{m+2\%}$	
			MC1990	MC2010	MC1990	MC2010	MC1990	MC2010
28	1,0	54,4	16	2.760	6	748	2	189
56	1,065	57,96	226	97.581	102	33.928	45	11.230
65	1,093	59,43	578	329.766	272	124.442	126	44.932
90	1,109	60,33	981	654.547	477	258.482	227	97.932

Tabelle 9: Sensitivitätsanalyse der Bruchlastspielzahl

σ_m = Mittelwert der Betondruckspannung

$\sigma_{m-2\%}$ bzw. $\sigma_{m+2\%}$ = Verringerung bzw. Erhöhung der Betondruckspannung um 2%

Die Berechnungsergebnisse zeigen, dass die Bruchlastzahl N_f mit zunehmender Ermüdungsfestigkeit $f_{ck, fat}$ steigt, wobei diese wiederum erheblich von dem Zeitpunkt der Erstbelastung abhängig ist.

Der Einfluss der Betondruckspannung wurde in einem deterministisch festgelegten Intervall von $\pm 2\%$ untersucht. In Abbildung 23 werden die ermittelten Werte veranschaulicht. Daraus lässt sich folgern, dass eine Spannungsverringerung eine größere Abweichung zufolge hat, als eine Erhöhung. Je höher der Betrag der Betondruckspannung ist, desto geringer wird der Einfluss der zeitlichen Festigkeitszunahme des Betons.

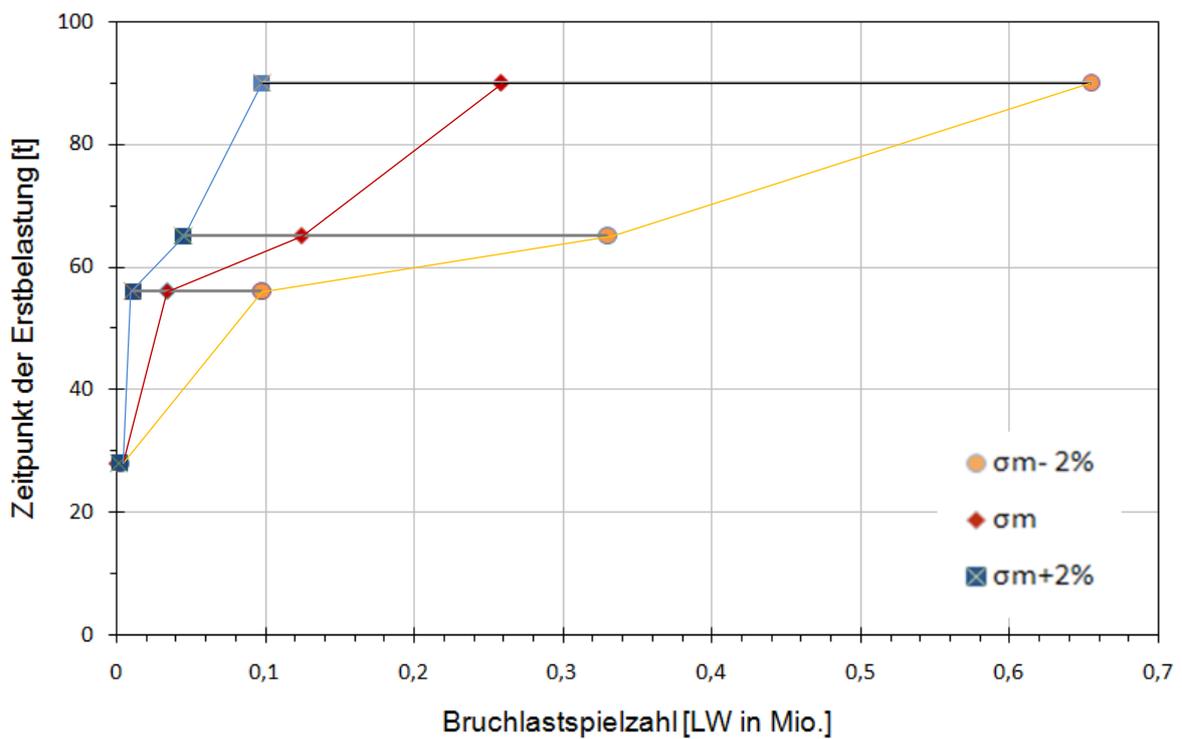
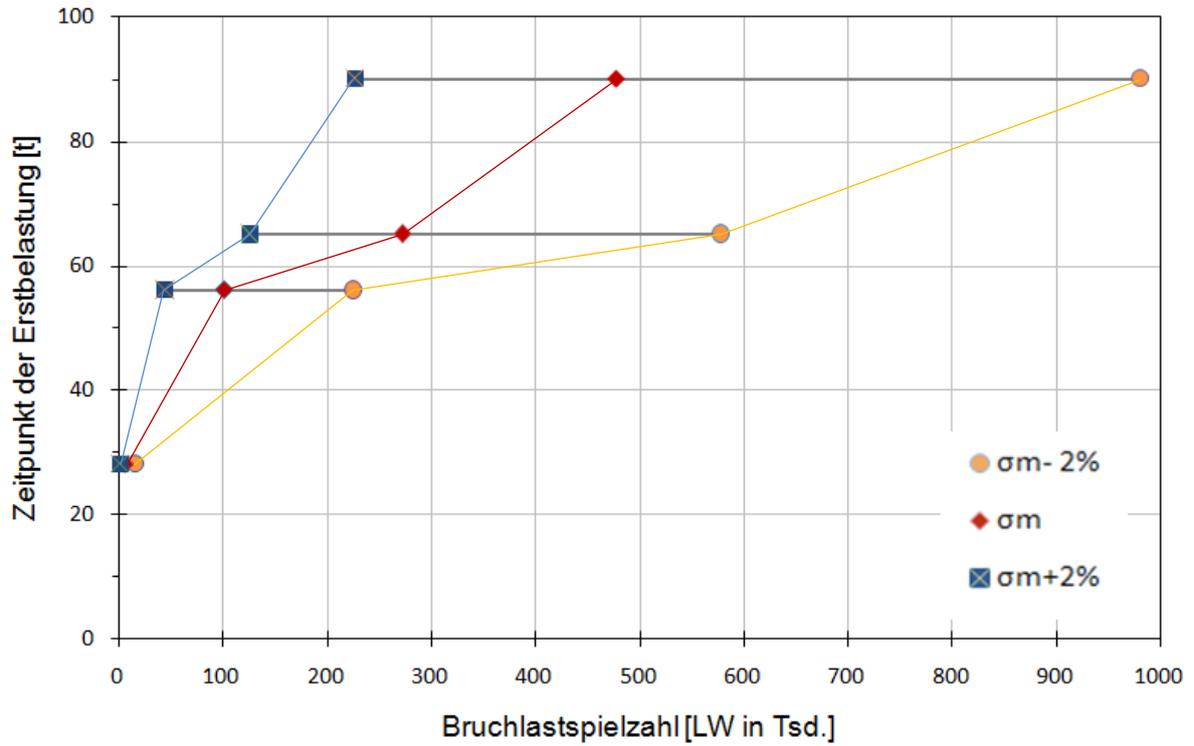


Abbildung 23: Sensitivitätsanalyse der Bruchlastzahl, oben: MC1990 unten: MC2010

In Abbildung 24 werden die Wöhlerlinien des Model Code 1990 und Model Code 2010 gegenübergestellt und die Bruchlastermittlung eingezeichnet. Bei gleichen Eingangsfaktoren, ergibt sich im neuen Model Code ein um ca. 120-fach größerer Wert.

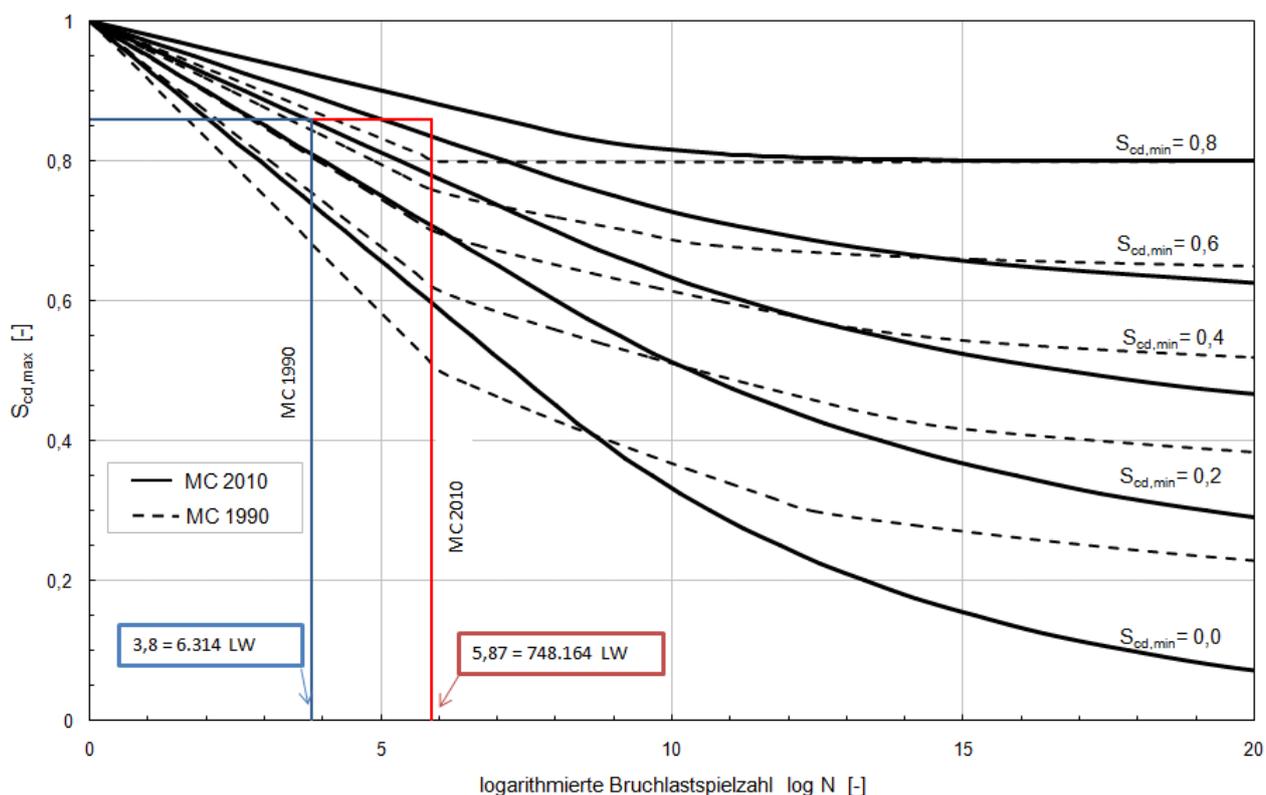


Abbildung 24: Gegenüberstellung der Bruchlastzahlermittlung nach Wöhler

Speziell im Bereich einer höheren Bruchlastspielzahl nimmt die Neigung der Wöhlerlinien zunehmend ab. Dies führt dazu, dass es bereits bei geringen Änderungen der Eingangswerte zu erheblichen Abweichungen kommt. Daher sind einerseits die Ermüdungsfestigkeit, insbesondere der Zeitpunkt der Erstbelastung, und andererseits die genaue Erhebung der Betonspannungen, entscheidend für die Nachweisführung.

5 NUMERISCHE SIMULATION DES TESTFUNDAMENTS IN CUXHAVEN

5.1 ATENA 2D

5.1.1 Allgemeines

Für die numerische Erfassung der Spannungsverhältnisse innerhalb des Schaftquerschnittes, wurde das Softwarepaket ATENA 2D verwendet. Hierbei handelt es sich um ein nichtlineares Finite Elemente Programm, das vorrangig für die wissenschaftliche Untersuchung von Stahlbetonstrukturen verwendet wird.

Zweck dieser Simulation war es, die tatsächlich wirkenden Betonspannungen zu eruieren, wobei im Speziellen der Einfluss der Bewehrung auf die Betondruckspannung im unteren Schaftbereich untersucht wurde. Um die Spannungsentwicklung in Abhängigkeit zur Schnitttiefe bzw. zur Belastung zu zeigen, wurden insgesamt 5 Modelle generiert.

5.1.2 Modelleingabe

In Abbildung 25 wird jener Wandabschnitt dargestellt, der mittels ATENA 2D modelliert worden ist. Um den Rechenaufwand zu reduzieren, wurde nur eine Hälfte des Schaftes generiert. Die andere Hälfte wurde durch eine entsprechende Lagerung ersetzt, um die Tragwirkung der Schale zu simulieren.

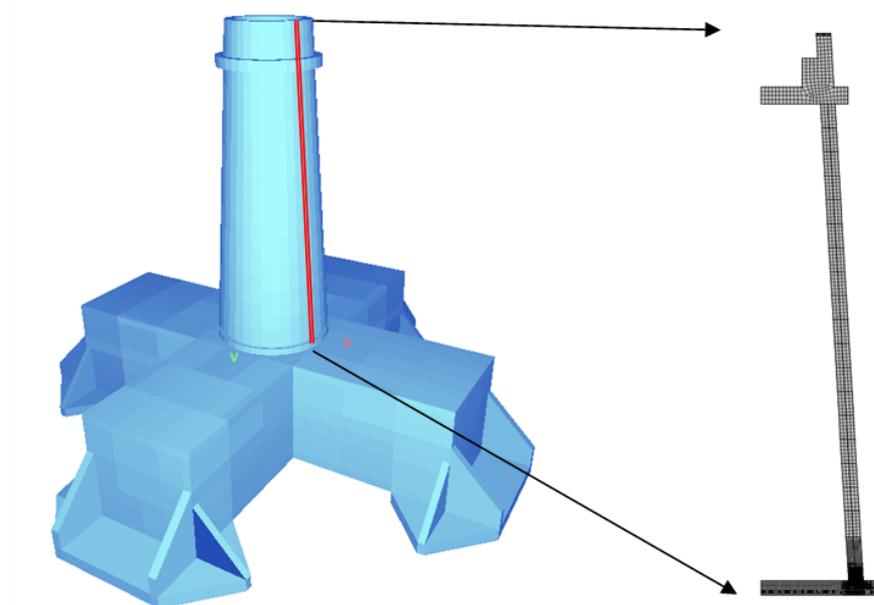


Abbildung 25: Links: Sofistik Modell; rechts: Atena 2D Modell

Dieser Wandabschnitt liegt auf der Wirkungslinie des Unwuchterregers und weist die höchsten Spannungskonzentrationen auf. Wie bereits erwähnt wurden 5 Modelle mit zunehmender Schnitttiefe, von 10cm bis 50cm erstellt, um die Spannungszunahme mit ansteigender Schwächung zu zeigen. Dieses Softwarepaket ermöglicht die Modellierung des Verbundverhaltens zwischen Beton und Bewehrung. Im unteren Schaftbereich, sowie entlang des Schaftes, wurde die Bewehrung entsprechend den Bewehrungsplänen berücksichtigt. Die Bewehrung im Schaftkopf entspricht nicht dem tatsächlichen Verlauf und wurde nur aus Gründen der Modelfunktionalität eingegeben. Die äußere Bewehrungslage wird durchtrennt und der dabei entstehende Betonkörper entfernt, wie zuvor in Kapitel 3 näher beschrieben wurde.

Die Größe und Anordnung der Makroelemente, sowie die Netzweite des FE-Netzes wurde entsprechend der Erfordernisse abgestuft. Die Elemente, die direkt an den Schnitt angrenzen, haben eine Größe von 2,5 cm. Mit zunehmender Distanz zur Schwächung vergrößert sich die Netzweite kontinuierlich bis auf 15,0 cm. Im Schwächungsbereich wurden vier Makroelemente über die Schaftwand angeordnet. In den restlichen Abschnitten erfolgt eine Reduzierung auf zwei.

Zur Erfassung der Ergebnisse, wurden im querschnittreduzierten Bereich 3 horizontale Schnitte mit je 10 Monitoringpunkten vorgesehen. Dies ermöglicht eine umfassende Darstellung der auftretenden Größen. Zusätzlich wird durch die unterschiedliche Schnitthanordnung, der Einfluss des Eckbereichs abgebildet. Nachfolgend werden in Tabelle 10 die simulierten Größen aufgelistet.

Bezeichnung		
Horizontalspannung	σ_{xx}	[N/mm ²]
Vertikalspannung	σ_{yy}	[N/mm ²]
Schubspannung	τ_{xy}	[N/mm ²]
Horizontaldehnung	ϵ_{xx}	[-]
Vertikaldehnung	ϵ_{yy}	[-]
Verzerrung	γ_{xy}	[-]

Tabelle 10: Erfasste Parameter des ATENA Modells

In Abbildung 26 wird auf der linken Seite, der untere Bereich des ATENA Modells dargestellt. Die Schnittebenen zur Ergebniserfassung sind in rot eingezeichnet. Auf der rechten Seite wird der generierte Schaftkopf abgebildet. Des Weiteren ist die Abstufung bzw. die Größenordnung des FE- Netzes zu erkennen.

Simuliert wurde ein ebener Spannungszustand, jedoch liegt grundsätzlich ein ebener Verzerrungszustand vor. Dieser Umstand führt dazu, dass die Betonspannungen geringfügig unterschätzt werden.

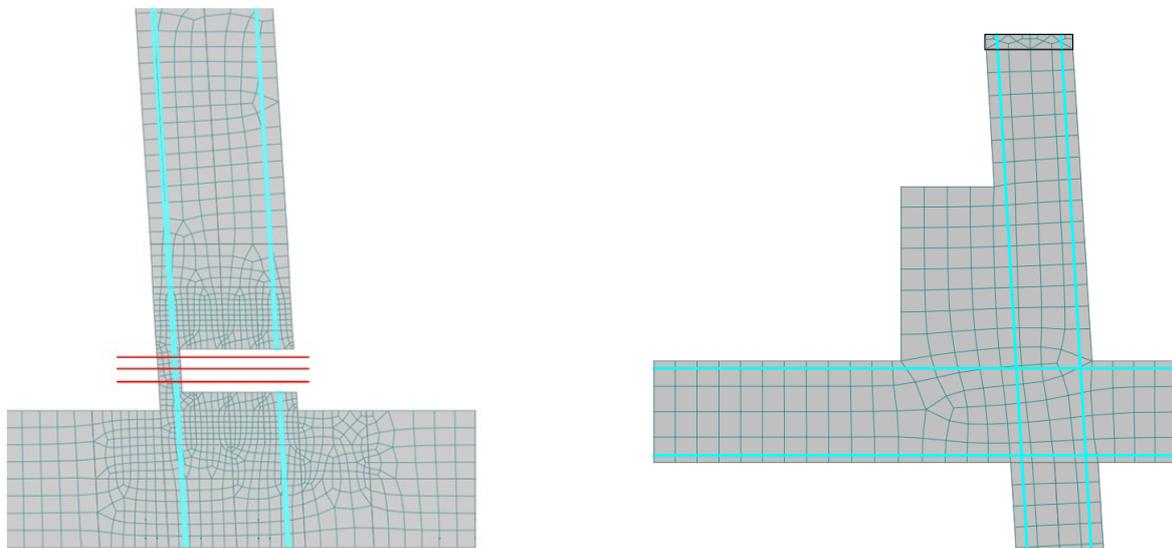


Abbildung 26: ATENA 2D Modell des links: Detail Schaftfuß, rechts: Detail Schaftkopf

5.1.2.1 Material

Für die Modelleingabe wurden 4 verschiedene Materialtypen verwendet. Die Parameter für Beton und Bewehrung, welche den maßgebenden Anteil bilden werden in Tabelle 11 aufgezählt. Die Bügelbewehrung wird verschmiert über den Querschnitt angesetzt. Die Tragwirkung des Bewehrungsstahles wird auch bei der Druckbeanspruchung mitberücksichtigt, um die effektive Betondruckspannung infolge des Steifigkeitsunterschiedes zu erfassen.

Um ein Strukturversagen, aufgrund einer Überschreitung der Betonzugfestigkeit infolge der konzentrierten Lasteinleitung zu vermeiden, wurde am oberen Ende des Schaftkopfes eine lastverteilende Schicht vorgesehen, siehe Abbildung 26 rechts.

	SBeta-Beton C80/95	Bewehrung BSt 500 ¹⁾
E-Modul [N/mm ²]	48.500	200.000
Querdehnzahl [-]	0,20	-
Zugfestigkeit f _{ct} [N/mm ²]	4,997	-
Druckfestigkeit f _{ck} [N/mm ²]	80	-
Streckgrenze f _{yk} [N/mm ²]	-	500
Bruchenergie G _f [kJ/m]	0,1249	-

¹⁾ Tragverhalten auch bei Druckspannung aktiv

Tabelle 11: Materialparameter des ATENA Beton-, und Bewehrungsmodells

5.1.2.2 Lastfälle

Um den Einfluss der jeweiligen Belastung schrittweise zu erfassen, wurden insgesamt 4 Lastfälle erstellt, wobei der erste Lastfall die Lagerung der Struktur darstellt. An der Kopfplatte, sowie entlang der gesamten Schaftwand, wurde der horizontale Freiheitsgrad gesperrt. Dies soll die Schalentragwirkung des Schaftes wiedergeben, da nur eine Bauwerkshälfte modelliert worden ist. Die Bodenplatte wurde vertikal gelagert.

Der zweite Lastfall beinhaltet das Eigengewicht des Tragwerkes, welches aufgrund der eingegebenen Geometrie bzw. Materials selbstständig von dem Programm ermittelt wird. Die Vorspannung wurde durch eine vertikal wirkende Ersatzkraft, die am Schaftkopf angreift angenähert, siehe Tabelle 4. Aufgrund der Lagerungsbedingung des Schaftkopfes, wurde die Spannung, welche durch die horizontale Kraft des Unwuchterregers hervorgerufen wird (Tabelle 5), in eine vertikale Ersatzkraft umgerechnet, die denselben Spannungswert verursacht.

$$\sigma = \frac{M}{W} \quad (5-1)$$

$$N = \sigma \cdot A \quad (5-2)$$

Prinzipiell wird die dynamische Belastung des Unwuchterregers, durch eine statisch wirkende Kraft modelliert.

5.1.3 Ergebnisse innerhalb der Querschnittsschwächung

5.1.3.1 Querschnittsschwächung mit einer Tiefe von 50 cm

Auf den nachfolgenden Seiten werden die Ergebnisse der ATENA Simulation innerhalb des querschnittsgeschwächten Bereiches, bei einer maximalen Schnitttiefe von 50cm abgebildet. Die Ergebnisverläufe der Schnitttiefen von 10cm und 30cm befinden sich im Anhang 10.2 und 10.3.

Die Diagramme enthalten jeweils die Ergebnisse der zuvor beschriebenen unterschiedlichen Schnittflächen und zeigen den Einfluss des Belastungsniveaus über die verbleibende Schaftwand. Die Schnitte werden aufsteigend in Bezug zur unteren Schnittkante in schwarz, blau und rot dargestellt. Weiteres wird in Eigengewicht g , Eigengewicht + Vorspannung $g+p$ und Eigengewicht + Vorspannung + Dynamische Lasten $g + p \pm s$ unterschieden.

In Abbildung 28 bis Abbildung 30 wird der ebene Spannungszustand beschrieben. Für das Bemessungskonzept der Betonermüdung, sind der Betrag der Betondruckspannung, sowie die Spannungsdifferenz zwischen Ober- und Unterspannung maßgebend. Die Vertikalspannungen werden in Abbildung 28 dargestellt.

Die Belastung infolge des Eigengewichts bewirkt eine Vertikalspannung von $2,4 \text{ N/mm}^2$, und nimmt an den äußeren Schnitthöhen stetig bis auf ein Niveau von $3,1 \text{ N/mm}^2$ zu. Diese Steigerung ist auf den Einfluss der Spannungsspitzen in den Eckbereichen zurückzuführen. Durch eine zusätzliche Vorspannung werden durchschnittlich $26,9 \text{ N/mm}^2$ erreicht, wobei der Unterschied der Schnitthöhe deutlicher wird. Die obere Schnittfläche erreicht am äußeren Rand $29,7 \text{ N/mm}^2$ und weist einen um $4,9 \text{ N/mm}^2$ größeren Wert auf als die mittlere Schnittfläche. Dieses Spannungsverhalten stellt sich aufgrund eines entstehenden „Druckbogens“, siehe Abbildung 27, in der verbleibenden Wand ein. In Abbildung 27 wird links, der Verlauf der Spannungstrajektorien dargestellt, wobei etwa 40cm oberhalb des Schlitzes, eine Einschnürung des Verlaufes, infolge des verminderten Querschnittes beginnt.

In den Eckbereichen der Stirnwand kommt es aufgrund der Umlenkung zu einer gesteigerten Konzentration der Trajektorien, wodurch erhöhte Spannungen entstehen. In der verbleibenden Schaftwand stellt sich an der Außenseite, ein bogenförmiger Verlauf der Drucktrajektorien ein (rote Linie). Infolge dessen entwickelt sich eine Spannungsabschattung des mittleren Steges.

Die rechte Abbildung zeigt einen Konturverlauf der Vertikalspannungen σ_{yy} . In den Eckbereichen des Schlitzes sind die Spannungsspitzen ($\max \sigma_{yy} = 44,8 \text{ N/mm}^2$) eindeutig zu erkennen. Ebenso sind der bogenförmige Spannungszustand, sowie der verminderte Spannungsbereich zu erkennen. Diese Stelle weist einen bis um 20% geringeren Wert auf.

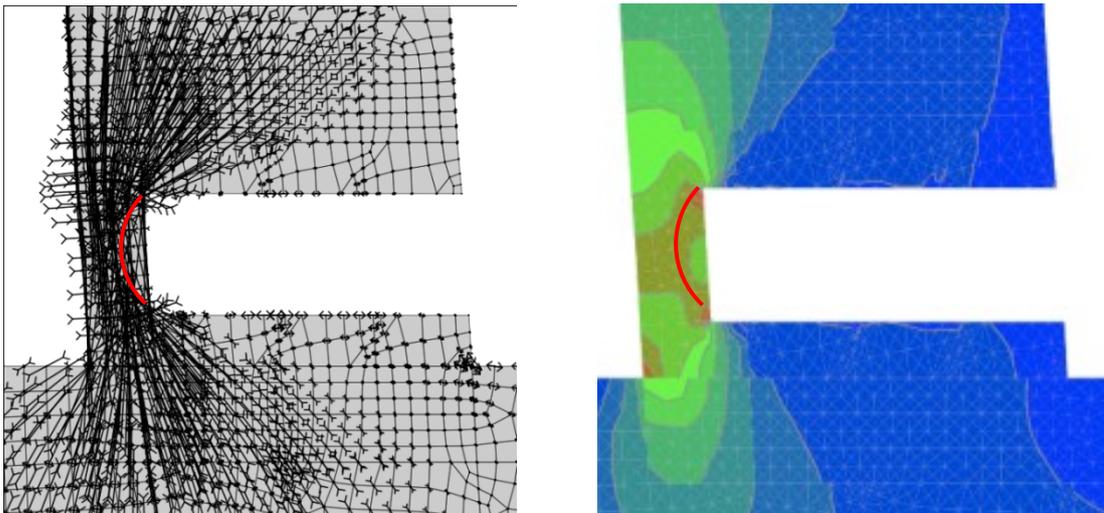


Abbildung 27: Links: Spannungstrajektorien, rechts: Vertikalspannungen

Die dynamische Beanspruchung führt zu einer Oberspannung zwischen $32,8 \text{ N/mm}^2$ und $27,5 \text{ N/mm}^2$, und zu einem unteren Spannungsniveau von $26,6 \text{ N/mm}^2$ bis $22,1 \text{ N/mm}^2$.

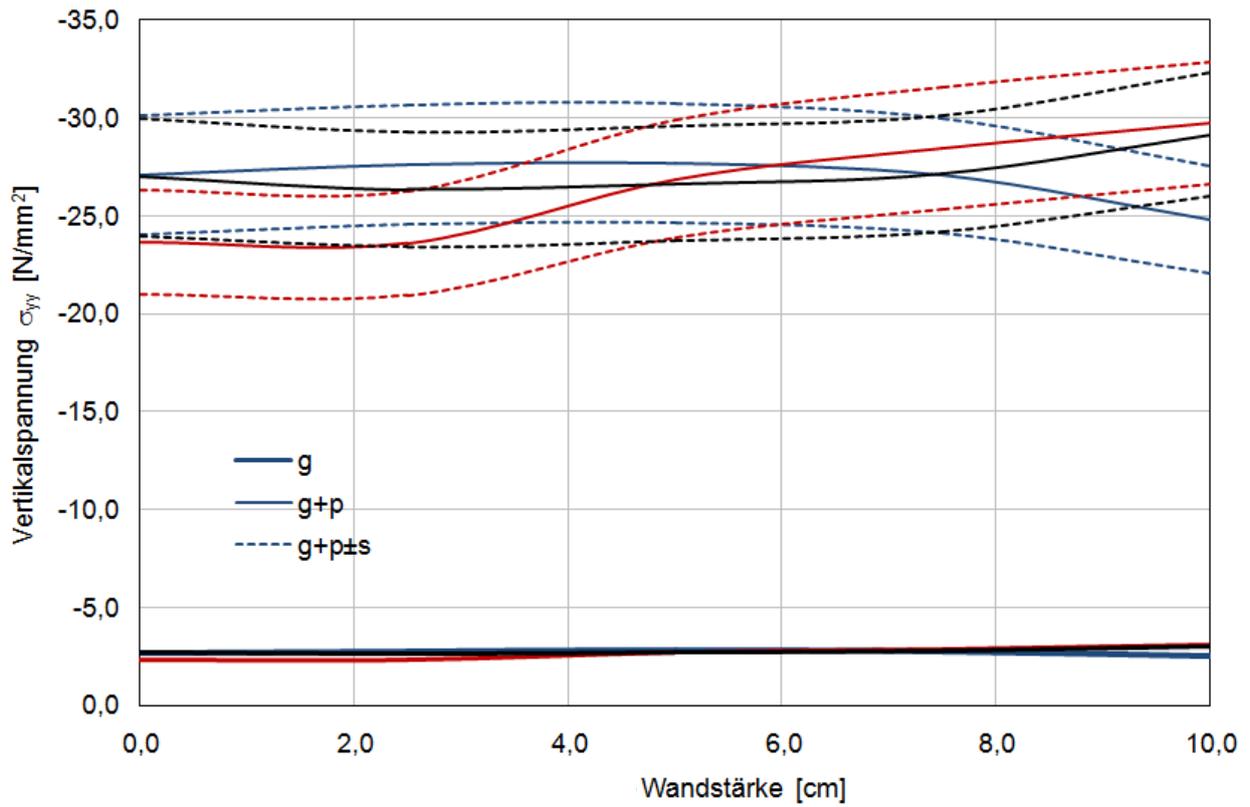


Abbildung 28: Vertikalspannung innerhalb Querschnittschwächung (Schnitttiefe 50cm)

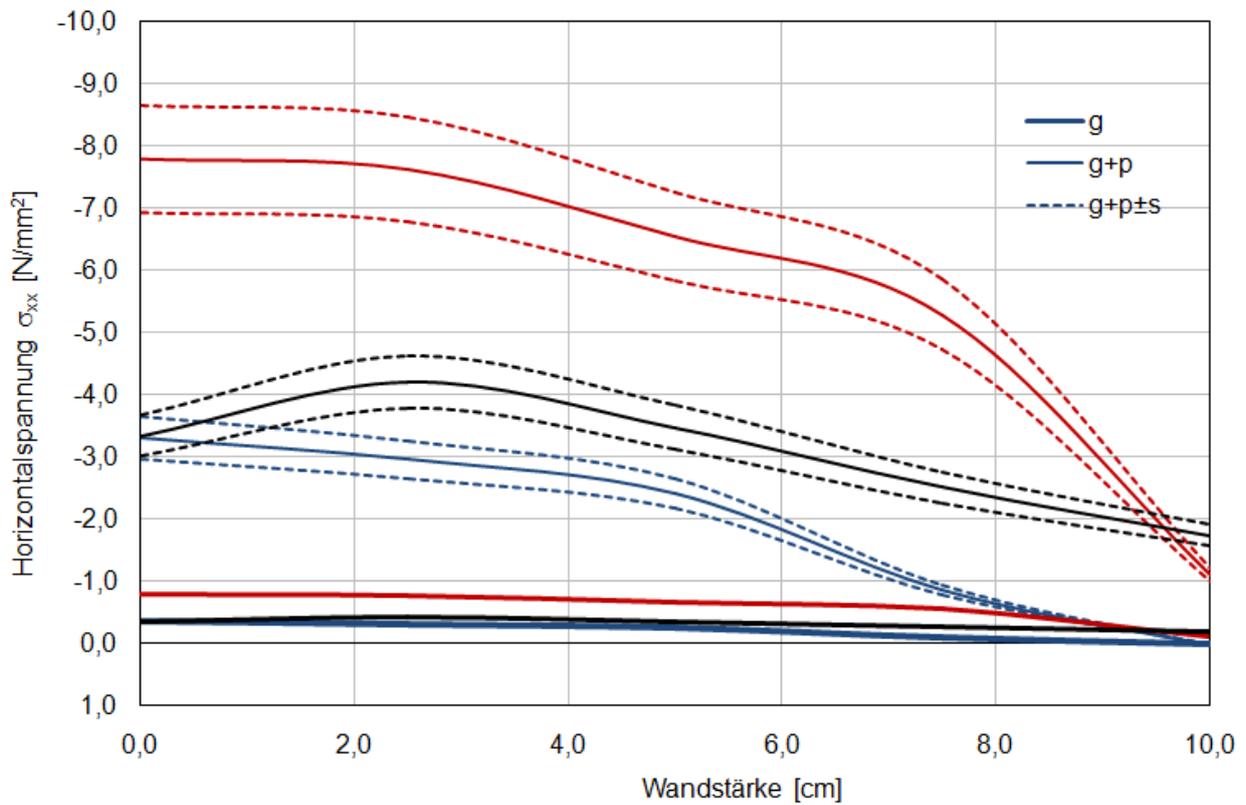


Abbildung 29: Horizontalspannung innerhalb Querschnittschwächung (Schnitttiefe 50cm)

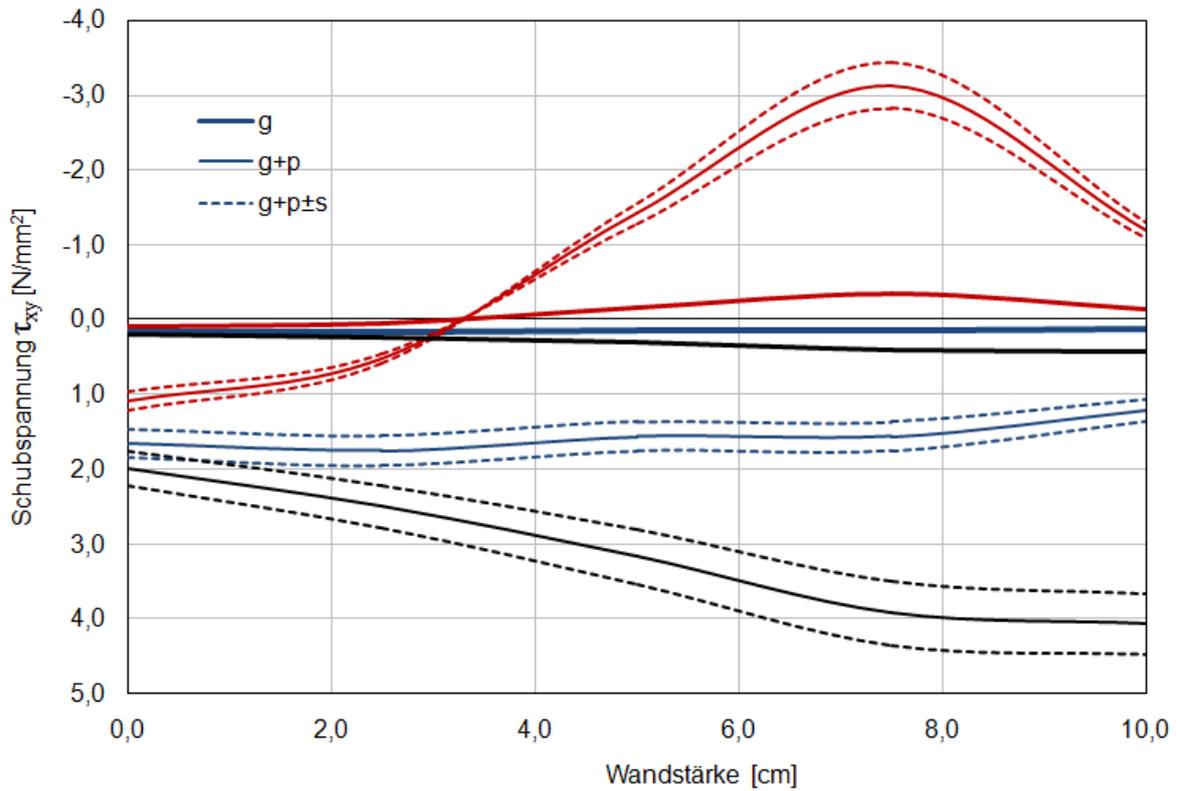


Abbildung 30: Schubspannung innerhalb Querschnittschwächung (Schnitttiefe 50cm)

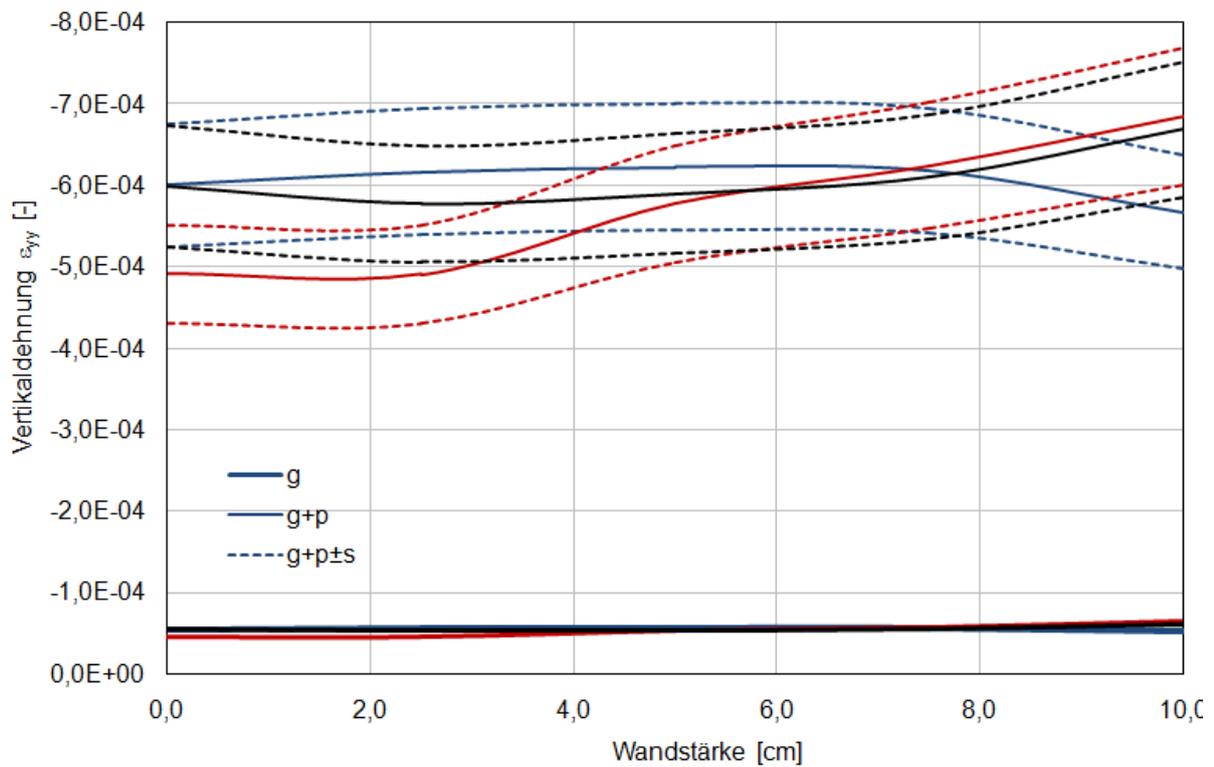


Abbildung 31: Vertikaldehnung innerhalb Querschnittschwächung (Schnitttiefe 50cm)

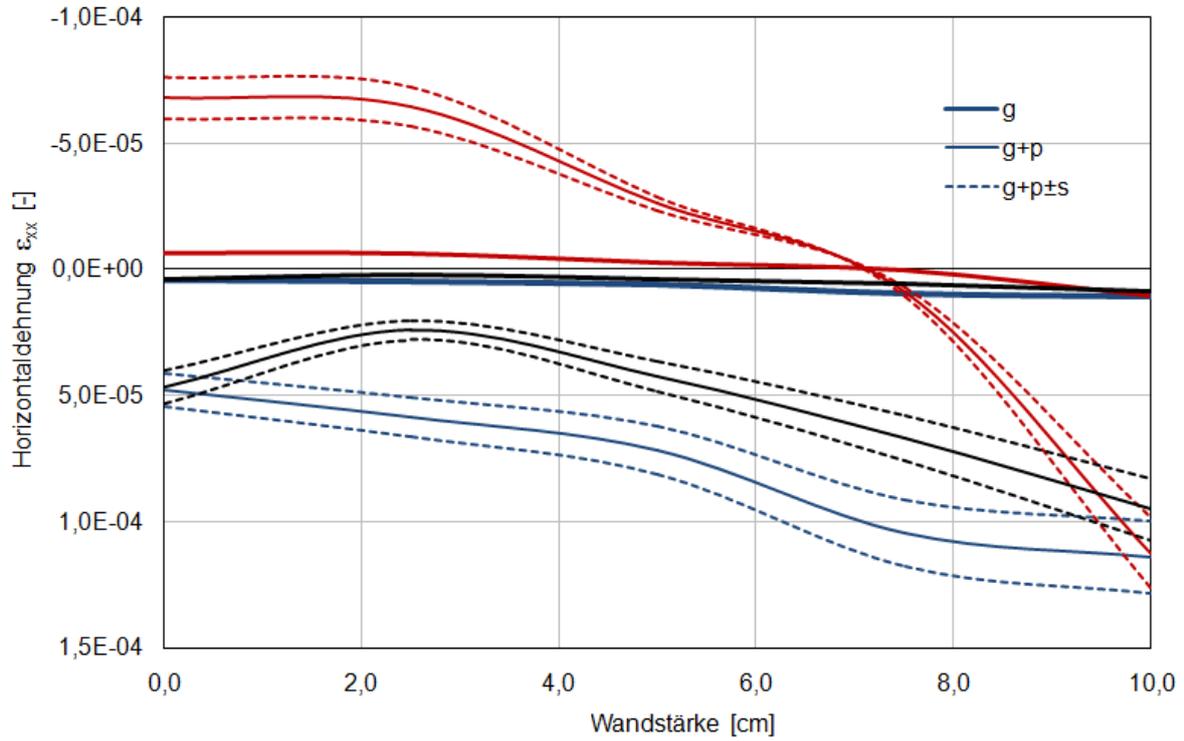


Abbildung 33: Horizontaldehnung innerhalb Querschnittschwächung (Schnitttiefe 50cm)

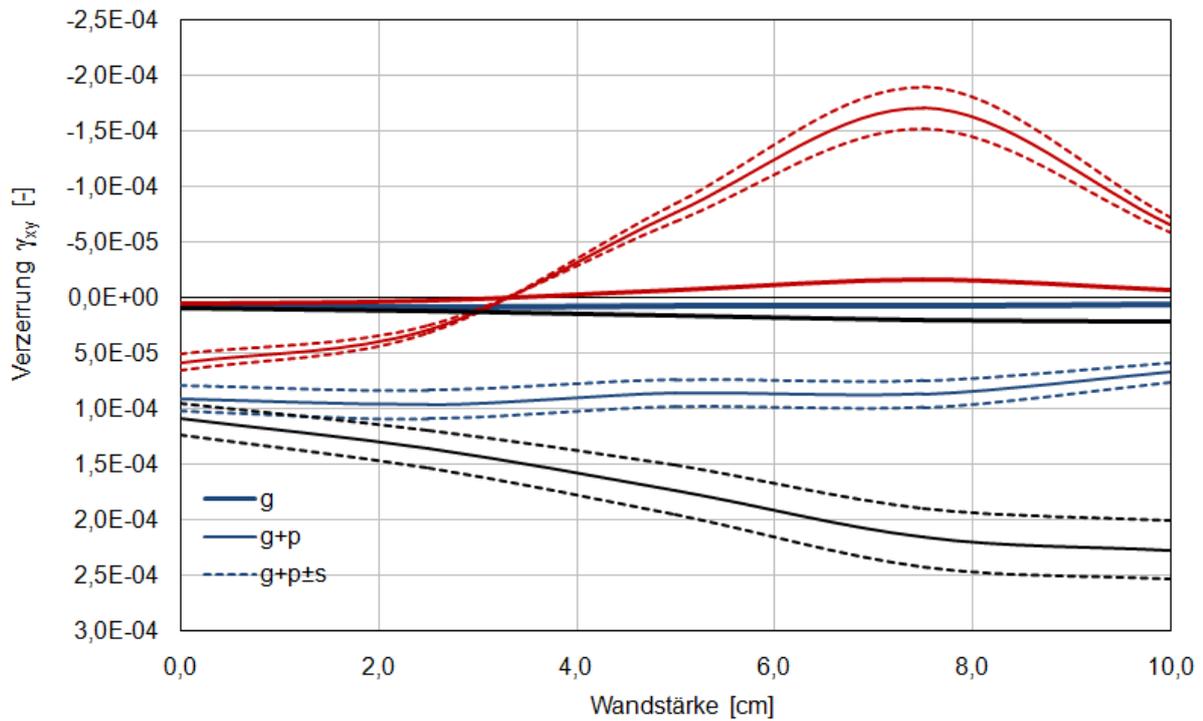


Abbildung 32: Verzerrung innerhalb Querschnittschwächung (Schnitttiefe 50cm)

5.1.4 Gegenüberstellung der Ergebnisse

In Abbildung 35 bis Abbildung 38 werden die Ergebnisse für den ebenen Spannungszustand des unteren Schaftbereiches, mittels Isoflächen dargestellt. Die Darstellung der Dehnungen befindet sich in Anhang 10.4.

Diese Darstellungsform ermöglicht eine ganzheitliche Betrachtung der Ergebnisverläufe und beschränkt sich nicht auf definierte Schnittebenen, wie es zuvor der Fall war.

Folgende Abbildungen zeigen die Entwicklung der Spannungen mit fortschreitender Querschnittreduktion, wobei im Speziellen die Schnitttiefen von 10cm, 30cm und 50cm zur Veranschaulichung herangezogen werden. Zusätzlich erfolgt eine Differenzierung der Belastungsstufen in Eigengewicht, Eigengewicht + Vorspannung und Eigengewicht + Vorspannung + Unwuchterreger.

Nachfolgend wird primär auf die Konturentwicklung der Vertikalspannungen eingegangen, da diese ausschlaggebend für die vorliegende Arbeit ist. Die hochbelasteten Bereiche befinden sich in den Ecken des Schlitzes, sowie im inneren Anschlussbereich des Schaftes an das Fußkreuz. Die nach innen gerichtete Kraftumlagerung, führt am äußeren Schafttrand zu vertikalen Zugspannungen. Mit zunehmender Schnitttiefe verstärkt sich diese Umlagerung, und vergrößert den Bereich in dem Zugspannungen auftreten. Des Weiteren steigt auch die relative Spannungsdifferenz innerhalb des Querschnittes. Für den Endzustand bei einer Schnitttiefe von 50cm, reicht die Oberspannung in der verbleibenden Wand von 36 N/mm² bis zu 44,8 N/mm².

In Abbildung 38 wird der von der Bewehrung aufgenommene Spannungsanteil gezeigt. Wie erwartet, nimmt der Bewehrungsstahl aufgrund seiner größeren Steifigkeit mehr Spannung auf, als der umgebende Beton. Mit zunehmender Schwächung, erhöht sich der relative Bewehrungsanteil und somit auch die Einflussnahme auf die effektive Betondruckspannung. Die Druckspannung in dem Bewehrungsstab steigt kontinuierlich bis zur Schwächungsstelle an, und wird in der Bodenplatte an den Beton wieder abgegeben. Bei Vollbelastung und maximaler Schnitttiefe beträgt die Bewehrungsdruckspannung innerhalb des Steges knapp 140 N/mm².

Die Berechnung des Atena 2D Modells gab keinerlei Hinweise auf ein Stabilitätsproblem der verbleibenden Wandscheibe.

5.1.4.1 Vereinfachter Nachweis der Bewehrungsstahlermüdung

$$\gamma_{sd} \cdot \max \Delta \sigma_s \leq \Delta \sigma_{Rsk} (10^8) / \gamma_{s,fat} \quad (5-3)$$

$\gamma_{sd} =$	1,1	Beiwert für Modellgenauigkeit
$\max \Delta \sigma_s =$	30 N/mm ²	Maximale Spannungsschwingweite (140-110=30 N/mm ² , siehe Abbildung 34
$\Delta \sigma_{Rsk} =$	95 N/mm ²	Charakteristischer Wert der Ermüdungsfestigkeit, Tabelle 1 ¹⁾
$\gamma_{s,fat} =$	1,15	Materialsicherheitsbeiwert von Stahl

¹⁾ aus Model Code

In Gleichung (5-3) eingesetzt:

$$1,1 \cdot 30 = 33 \text{ N/mm}^2 \leq 95 / 1,15 = 82,6 \text{ N/mm}^2$$

Der Bewehrungsstahl wird auf die Dauer des geplanten Versuchsprogramms nicht ermüdet.

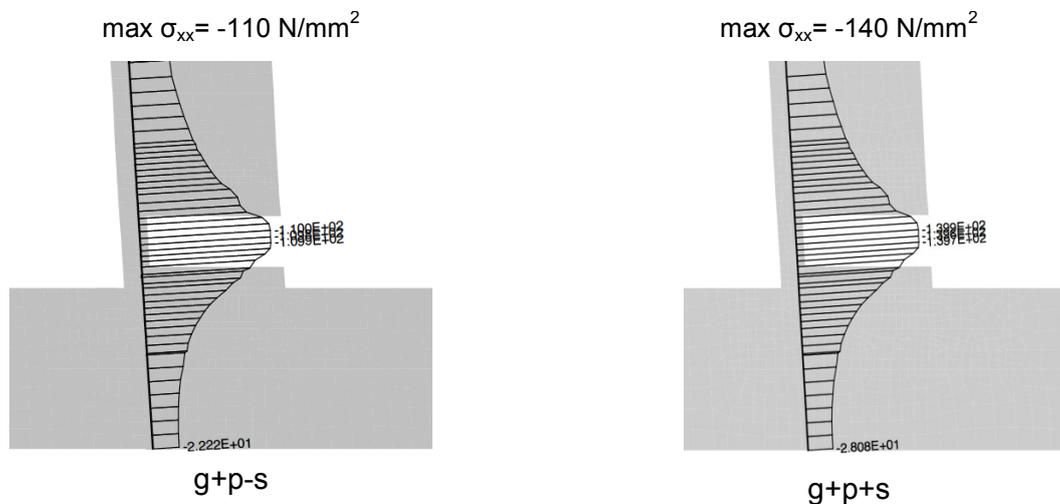


Abbildung 34: Bewehrungsspannung links: Unterspannung, rechts: Oberspannung

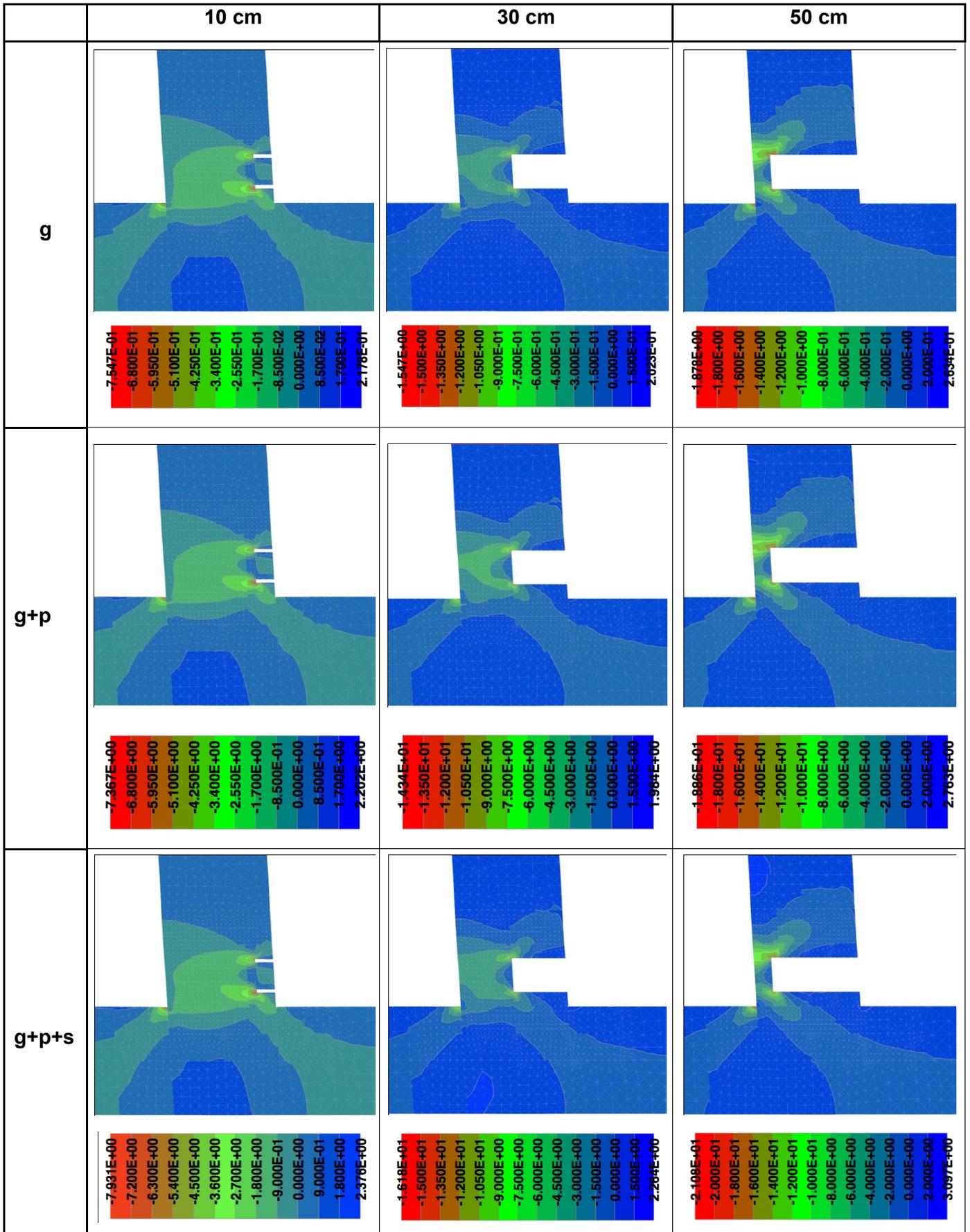


Abbildung 35: Horizontalspannungsentwicklung [N/mm²]

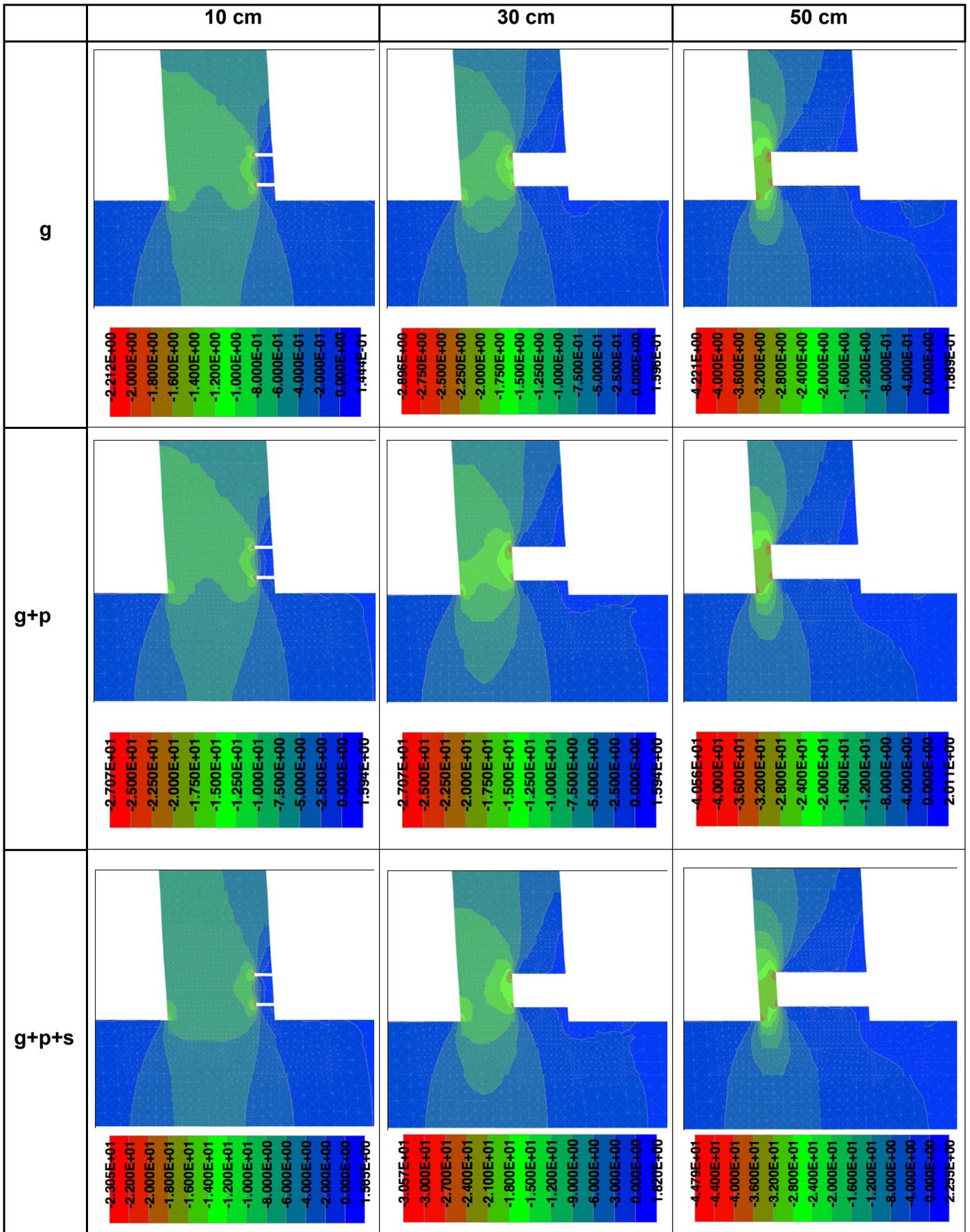


Abbildung 36: Vertikalspannungsentwicklung [N/mm²]

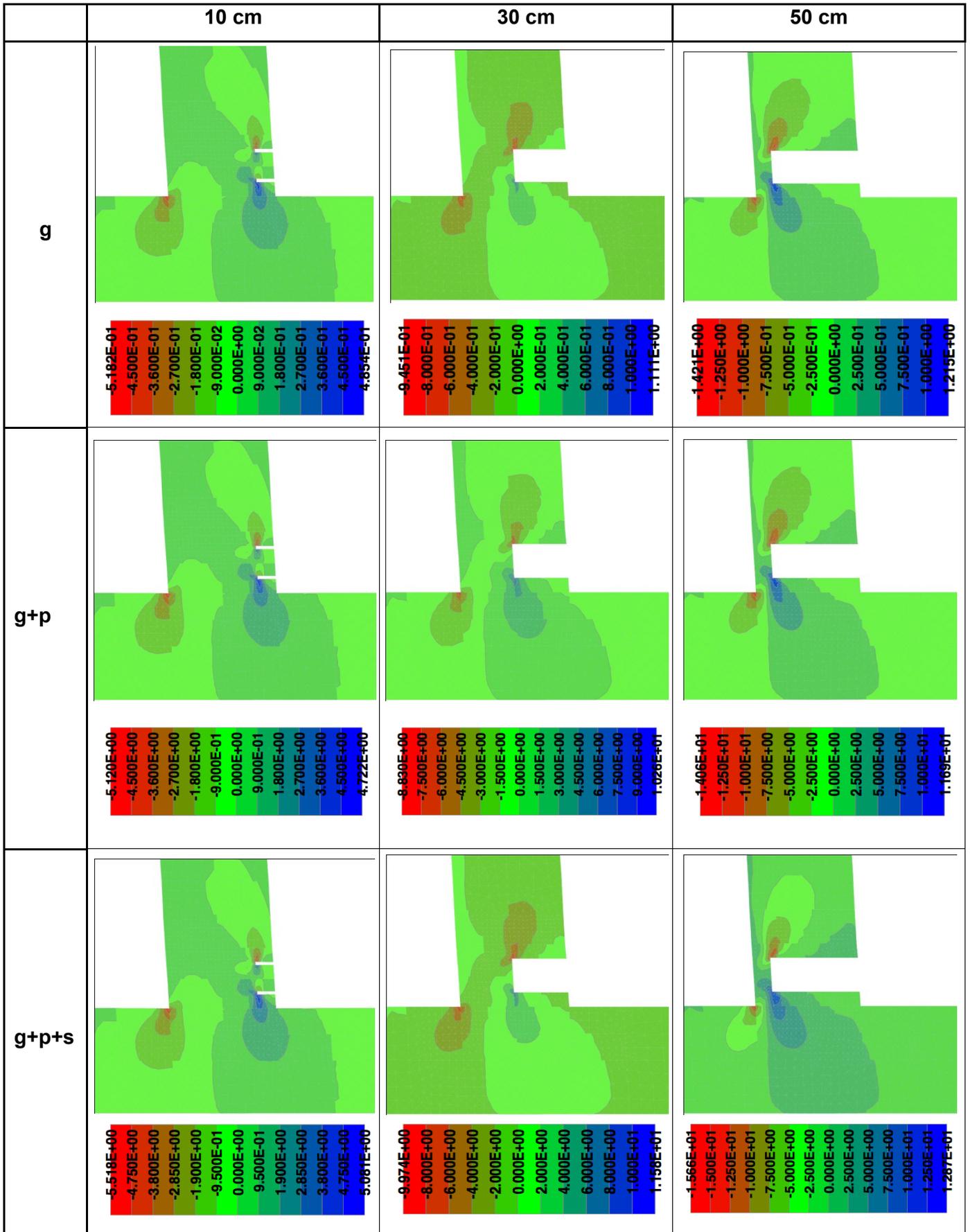


Abbildung 37: Schubspannungsentwicklung [N/mm²]

NUMERISCHE SIMULATION DES TESTFUNDAMENTS IN CUXHAVEN

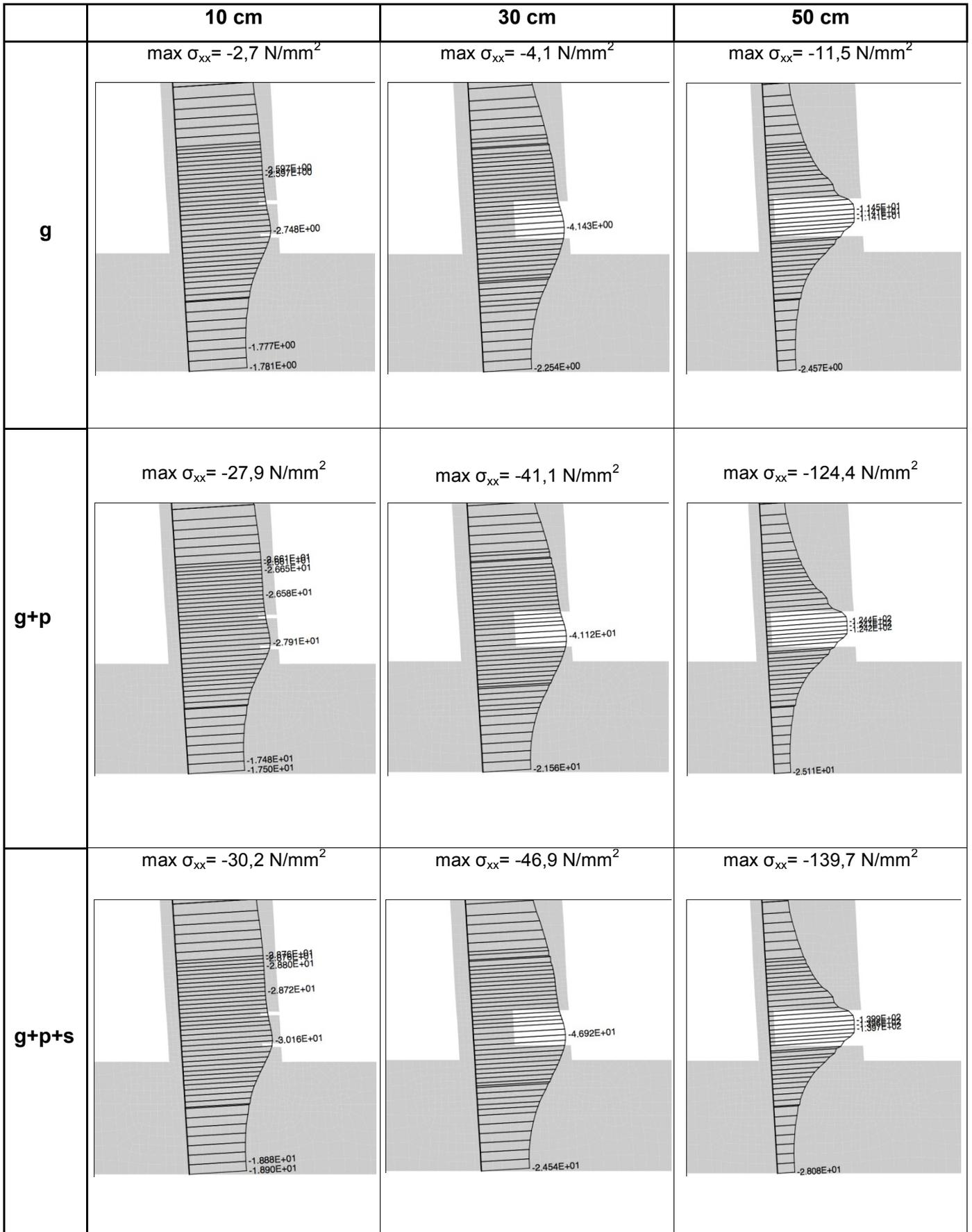


Abbildung 38: Bewehrungsspannungsentwicklung [N/mm²]

5.1.4.2 Gegenüberstellung der Modellansätze zur Spannungsermittlung

Für die Gegenüberstellung der tatsächlichen Betondruckspannung im betrachteten Querschnitt, wurden verschiedene Modellansätze herangezogen. Die Ergebnisse für die endgültige Schnitttiefe von 50cm, werden in Abbildung 39 porträtiert.

Die Eingangswerte für den Betonerfassungsnachweis bzw. zur Abschätzung der Bruchlastspielzahl sind die Ober- und Unterspannung, sowie die daraus resultierende Differenz. Die Oberspannung wird nachfolgend in rot, und die Unterspannung in blau markiert.

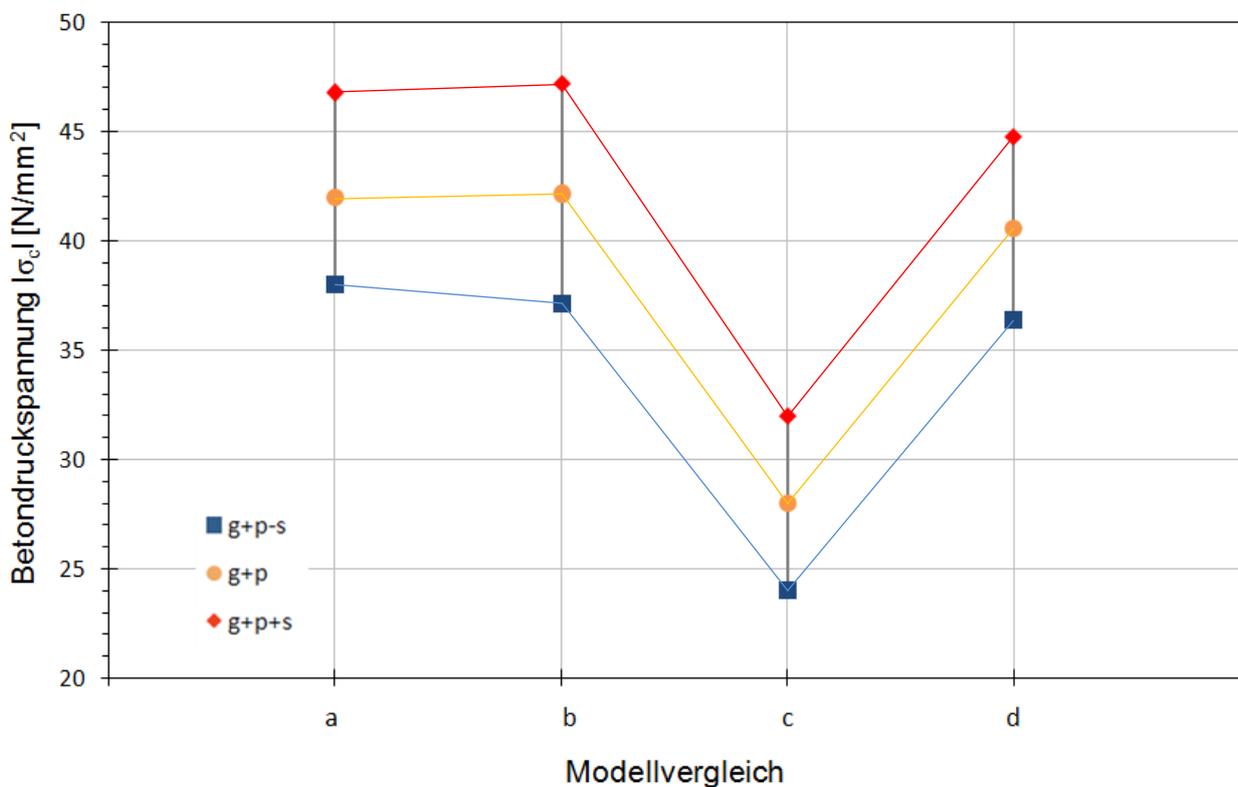


Abbildung 39: Gegenüberstellung der Betondruckspannungsermittlung

- a) Sofistik Modell, Mittelwerte, siehe Kapitel 5.2
- b) Atena 2D Modell ohne Bewehrungseinfluss, Mittelwerte siehe Kapitel 5.1
- c) Atena 2D Modell mit Bewehrungseinfluss, Mittelwerte siehe Kapitel 5.1
- d) Atena 2D Modell mit Bewehrungseinfluss, Spannungsspitzen, siehe Kapitel 5.1

Die erste Wertereihe (a) zeigt die Spannungsergebnisse der Modellierung mit dem Softwarepaket SOFISTIK. Hier wurde ein dreidimensionales Modell des Testfundaments erstellt. Allerdings wird bei diesem Programm der Einfluss der Bewehrung nicht simuliert, wodurch die gemittelten Betondruckspannungen

überschätzt werden. Die dynamische Beanspruchung führt zu einer Wechsellastspannung von 47 N/mm^2 bis 38 N/mm^2 .

An zweiter Stelle (b) werden die Resultate des ATENA Modells, ebenfalls ohne Berücksichtigung des Tragverhaltens der Bewehrung gezeigt. Zweck dieser Simulation ist die Überprüfung der Modellfunktionalität. Die Ergebnisse der beiden Softwarepakete weisen nur geringe Abweichungen auf. Die Spannungsdifferenz ist bei (b) um $1,30 \text{ N/mm}^2$ größer.

In (c) wird die Bewehrung auch bei der Druckbeanspruchung aktiviert, um die effektive Betondruckspannung zu ermitteln. Für die Darstellung wurden die Spannungen in der Mitte der verbleibenden Wand herangezogen, wobei es sich um gemittelte Werte handelt. Der Bewehrungsstahl reduziert die maximale Betondruckspannung um etwa 47%, dies ergibt einen Wert von 32 N/mm^2 . Die Differenz der Spannungsniveaus verringert sich auf 8 N/mm^2 .

Die Spannungswerte der höher belasteten Bereiche des restlichen Steges, werden in (d) gezeigt. Hier steigt die Oberspannung bis auf $44,8 \text{ N/mm}^2$ und erreicht in etwa die angestrebte Größenordnung für eine überschaubare Versuchsdauer.

Des Weiteren ist für die Ermittlung der Betondruckspannung zu berücksichtigen, dass auf die Struktur bereits während der bisherigen Versuchsreihen ungefähr 10^6 Lastwechsel aufgebracht worden sind. Die Bereiche zwischen den Bewehrungsstäben weisen ebenfalls höhere Werte auf. Diese beiden Faktoren führen in Summe zu einer größeren Betondruckspannung als berechnet.

An dieser Stelle wird nochmals darauf hingewiesen, dass diese Ergebnisse für eine Schnitttiefe von 50 cm angegeben werden. Da eine exakte Einhaltung der Schwächungsgeometrie nahezu unmöglich ist, wird zur Veranschaulichung eine Abweichung von $\pm 1 \text{ cm}$ untersucht. Die Auswirkung von 1cm, führt zu einer Oberspannung von $52,1 \text{ N/mm}^2$ bzw. $42,4 \text{ N/mm}^2$ und beträgt somit knapp 10%.

Mithilfe der Faseroptischen Sensoren können während der Schwächungsphase, der Spannungszustand erfasst, und somit Anpassungen vorgenommen werden. Desweiteren lässt sich die Belastung durch den Unwuchterreger regulieren, wodurch eine entsprechende Einstellung des Spannungsfensters möglich ist.

5.2 SOFISTIK

5.2.1 Allgemeines

Mithilfe des Softwarepaketes SOFISTIK, wurde ein dreidimensionales Modell des Testfundamentes erstellt. Dieses FE-Modell umfasst neben dem Stahlbetonschaft, die exakte Nachbildung des Fußkreuzes, sowie den Zentralbau unterhalb des Schaftes.

Ziel dieser Simulation ist die ganzheitliche Erfassung der auftretenden Spannungen entlang der Schaftwand, im Speziellen die Spannungsausbreitung in der Schwächungszone. In weiterer Folge wird anhand dieses Modells die radiale Spannungsumlagerung aufgrund der schrittweisen Degradation der Materialsteifigkeit untersucht.

5.2.2 Modelleingabe

Das FE-Modell wurde mit Kontinuum-Elementen (Brics) erstellt. Diese Volumenelemente ermöglichen eine Spannungsdarstellung über die Wanddicke. Der Schaft besteht aus 1m hohen Elementen, wobei im unteren Schaftbereich eine höhere Detaillierung vorgenommen wurde. Der ringförmige Querschnitt wird durch 36 aneinandergereihte Brics gebildet. Aufgrund der nach oben hin verjüngenden Form, variiert die Länge dieser einzelnen Elemente, dies führt im Bereich der Querschnittreduktion zu Einzelementen mit etwa 65 cm Längsabmessung. Die Geometrie der Schwächung wurde, wie bereits in Kapitel 3 näher beschrieben, nachgebildet. Die Lagerung der gesamten Struktur erfolgt anhand einer entsprechend vollflächigen Bettung der Aufstandsflächen, um das reale Verformungsverhalten zu simulieren.

Das Tragverhalten der Bewehrung kann aufgrund der Generierung mit Volumenelementen nicht berücksichtigt werden, weiteres wird das FE-Modell materiell linear gerechnet, da sich die maximal erreichten Betondruckspannungen im linear elastischen Bereich der Arbeitslinie des Betons bewegen.

In Abbildung 40 wird links eine Axonometrie und rechts eine Ansicht, des generierten Modells des Testfundaments in Cuxhaven dargestellt. Im Anschlussbereich des Schaftes an das Fußkreuz ist die Querschnittreduktion zu erkennen, wobei es sich hier bereits um die Endstufe mit einer Schnitttiefe von 50cm handelt.

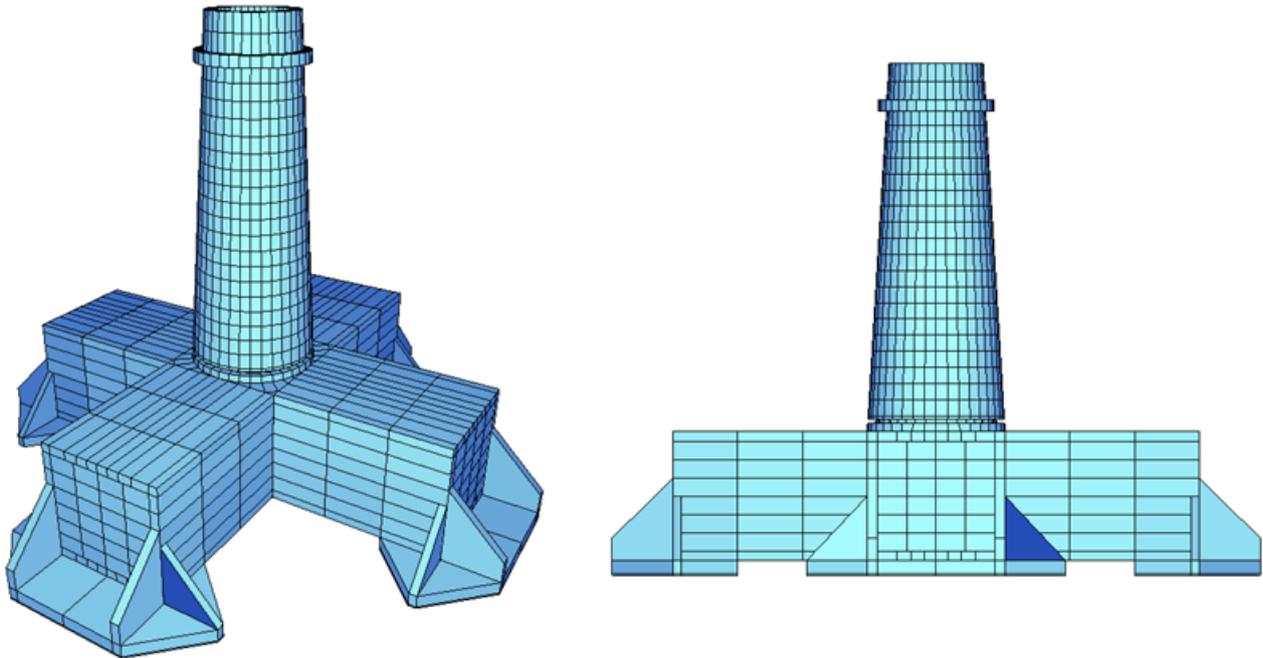


Abbildung 40: SOFISTIK FE-Modell des Testfundaments

5.2.3 Materialparameter

Wie bereits näher im Kapitel 3 beschrieben, bestehen der Stahlbetonschaft und der Zentralbau aus einer Betonfestigkeitsklasse C80/95 und das Fußkreuz aus einem Beton der Güte C50/60, siehe Tabelle 2. Für die Berechnung wurde der tatsächliche E-Modul herangezogen.

Die von dem Softwarepaket verwendeten Materialparameter werden im Anhang 10.5 aufgelistet.

Die Berücksichtigung des definierten E-Moduls wurde mittels konstitutiven Beziehungen überprüft, um etwaige Abminderungen durch das Programm auszuschließen.

Um den E-Modul gemäß der Hook'schen Beziehung (Gl. 5-4) ermitteln zu können, wurde anhand eines Elementes innerhalb der Querschnittreduktion (siehe Abbildung 41), zuerst die Dehnung (Gl. 5-5) aufgrund der Verschiebung berechnet.

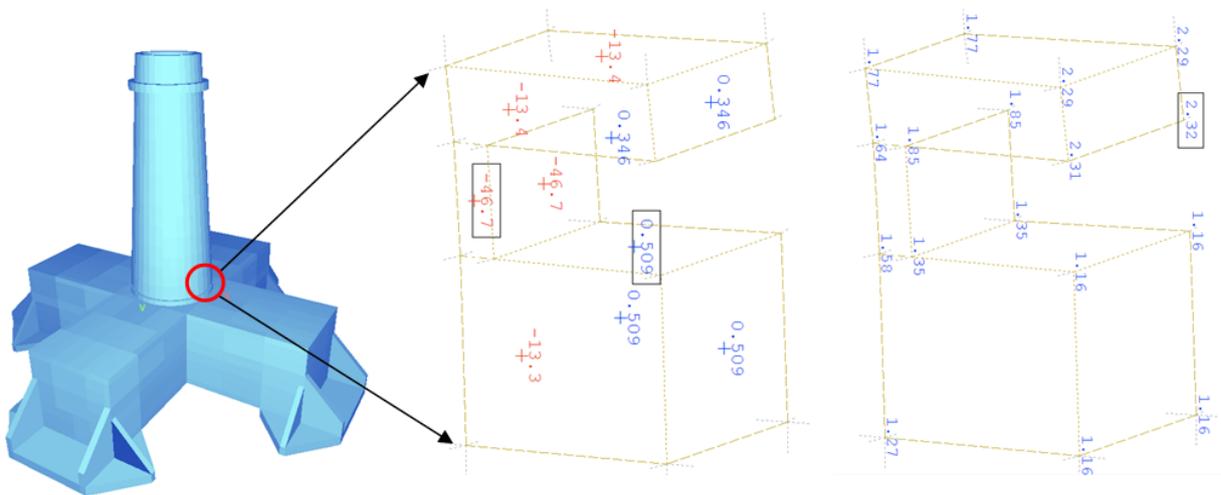


Abbildung 41: Konstitutive Beziehung, Mitte: Betondruckspannung, rechts: Verschiebung

$$\sigma = E \cdot \varepsilon \quad \rightarrow \quad E = \frac{\sigma}{\varepsilon} \quad (5-4)$$

$$\varepsilon = \frac{\Delta l}{l} \quad (5-5)$$

Die durchschnittliche Längenänderung Δl des Volumenelementes beträgt 0,28 mm. Daraus resultiert bei einer anfänglichen Höhe von 300mm, eine Dehnung ε von 0,93 ‰. Die vertikale Druckspannung weist einen Wert von 46,7 N/mm² auf. Der daraus abgeleitete E-Modul ergibt 50.036 N/mm² und liegt 3% über den eingegebenen Wert. Diese Abweichung lässt sich auf den Einfluss der Querdehnung zurückführen.

5.2.4 Lastfälle

Die Lastfälle wurden wie bereits bei der vorangegangenen Simulation mit dem Softwarepaket ATENA 2D in Eigengewicht, Vorspannung und Unwuchterreger unterschieden, um die Einflussnahme der Belastung auf die Betondruckspannung zu zeigen, siehe Kapitel 5.1. Die Einwirkungen auf das Testfundament, sowie deren Kräfte, werden in Kapitel 3 erörtert.

Die Vorspannung wurde durch 36 Einzelkräfte, stellvertretend für die Spannkabel, am Schaftkopf angesetzt. Da nur der Schaft vorgespannt wird, wurden am unteren Schaftende ebenfalls 36 Einzelkräfte in die entgegengesetzte Wirkungsrichtung generiert, siehe Tabelle 4. Es zeigte sich, dass der Einfluss des nicht nutzbaren Hüllrohres nur eine lokale Spannungsreduktion zufolge hat und deshalb für die Modellierung vernachlässigt werden kann. Der Unwuchterreger wurde als horizontal angreifende Einzelkraft simuliert, siehe Tabelle 5. Die einzelnen Belastungen werden in Abbildung 17 schematisch dargestellt.

5.2.5 Ergebnisse

In Abbildung 42 wird der radiale Vertikalspannungsverlauf in dem verbleibenden Restquerschnitt dargestellt. Die Abbildungen zeigen die Spannungszunahme mit steigender Belastung, bei einer Schnitttiefe von 50 cm. Die Wirkungsrichtung des Unwuchterregers wird nach rechts angesetzt.

Unter der Eigengewichtsbelastung variieren die Werte von $-3,06 \text{ N/mm}^2$ bis $-3,44 \text{ N/mm}^2$. Es lässt sich eine Spannungszunahme zu den Innenecken des Fundamentkreuzes feststellen. Der Lastfall Eigengewicht + Vorspannung führt zu gleichbleibenden Vertikalspannungen von $-42,4 \text{ N/mm}^2$. Unter Vollbelastung stellt sich im Hotspot, durch die dynamische Belastung des Unwuchterregers, eine Oberspannung von $-46,8 \text{ N/mm}^2$, und eine Unterspannung von $-38,0 \text{ N/mm}^2$ ein. In dem dazwischen liegenden Wandbereich findet eine kontinuierliche Spannungszu-, - bzw. Abnahme statt.

In Anhang 10.6 wird der Spannungszustand des gesamten numerischen Modells, unter Vollast abgebildet. Es ist deutlich zu erkennen, dass die hohen Druckspannungen nur im geschwächten Querschnitt auftreten. Im darüber liegenden Schaft reichen die Betondruckspannungen von etwa -6 N/mm^2 bis -9 N/mm^2 , wobei die Spannungen generell nach oben hin stetig zunehmen. Dies ist auf den maßgebenden Lastfall der Vorspannung zurückzuführen. Die Vorspannkraft ist über die Länge konstant, jedoch verringert sich die Querschnittsfläche des Stahlbetonschaftes mit der Höhe. Dies führt zu einer höheren Spannung im oberen Schaftbereich. Das ausgekreuzte Fundament weist Druckspannungen von maximal 2 N/mm^2 auf, da als vorrangige Belastung nur das Eigengewicht wirkt.

In Anhang 10.7 wird die Verformung des Testfundaments dargestellt. Die größte Verschiebung findet am Schaftkopf statt. Aufgrund der Belastung senkt sich der obere Abschnitt um $5,58 \text{ mm}$. Die horizontale Auslenkung infolge des Unwuchterregers beträgt am höchsten Punkt der Struktur $1,72 \text{ mm}$.

NUMERISCHE SIMULATION DES TESTFUNDAMENTS IN CUXHAVEN

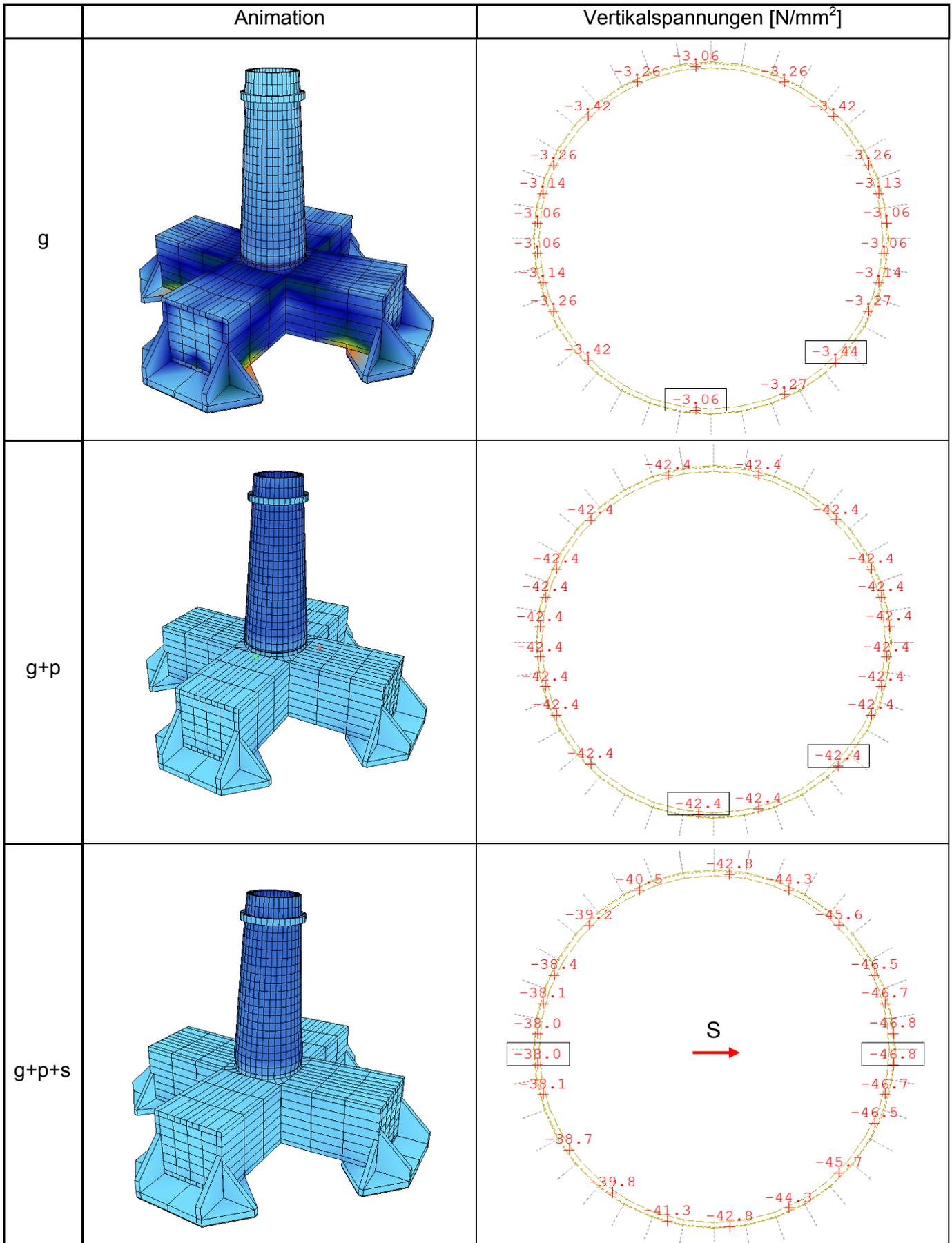


Abbildung 42: Vertikalspannungen des verbleibenden Querschnittes (Schnitttiefe 50cm)

6 SIMULATION DER SPANNUNGSUMLAGERUNG

6.1 ALLGEMEINES

In diesem Kapitel wird anhand des zuvor beschriebenen Sofistik FE- Modells, eine schrittweise Degradation der Materialsteifigkeit, als Folge der Betonermüdung vorgenommen. Diese Simulation ist Teil der Dissertation von Dipl.-Ing. Susanne Urban, die sich mit dem Thema „Entwicklung eines Monitoring-Systems zur Bestimmung des realen Schädigungsgrades bei zyklisch beanspruchten Betonstrukturen“ befasst. Mit Hilfe der Messwerte der Monitoring-Sensoren (Dehnungs-, Ultraschall- und Körperschallsensoren) kann punktuell an den Sensorpositionen die Reduktion des E-Modul errechnet werden. Diese Veränderung des E-Moduls ist mit dem Schädigungsgrad in der Betonstruktur gleichzusetzen. Zweck dieser Simulation ist die schrittweise Nachbildung des realen Ermüdungsverhaltens einer Offshore Windkraftanlage unter zyklischer Belastung mit tatsächlich vorhandenen Materialkennwerten. Es soll gezeigt werden, dass aufgrund einer sich reduzierenden Steifigkeit, eine Spannungsumlagerung in die weniger belasteten Randbereiche des Schaftes stattfindet, und es somit zu einer Verlängerung der theoretischen Nutzungsdauer kommt. Diese Umlagerungseigenschaft wird bei dem aktuellen Bemessungskonzept vernachlässigt, wodurch der Grenzzustand der Betonermüdung maßgebend für die Bemessung der Betonstruktur wird, bei dem unwirtschaftliche Querschnitte die Folge sind. Eine weitere Auswirkung dieser Vernachlässigung ist die zu konservative Einschätzung des tatsächlich vorhandenen Schadensniveaus.

6.2 SYSTEMABGRENZUNG

Da die fortschreitende Steifigkeitsabminderung des Betons mit dem eingesetzten numerischen Modell nicht im ganzheitlichen Umfang simuliert werden kann, wurden für die Ermittlung der Spannungsumlagerung entsprechende Randbedingungen festgelegt, die nachfolgend beschrieben werden.

Die Anpassung des E-Moduls wurde nur im reduzierten Querschnitt vorgenommen, da ausschließlich in diesem Bereich das vorhandene Spannungsniveau zu einer Schädigung der Betonmatrix, und zu einer plausiblen Bruchlastspielzahl führt. Die angrenzenden Abschnitte weisen Druckspannungen auf, die unterhalb der Quasidauerschwingfestigkeit liegen und somit gemäß dem zugrundeliegendem Bemessungskonzept, keine Betonermüdung zufolge haben.

Um eine partielle E-Modul Abminderung vorzunehmen, wurde der Schaftquerschnitt in 36 Einzelemente mit je 65 cm Länge unterteilt. Diese Separation ermöglicht eine getrennte Zuweisung der Materialparameter in Abhängigkeit des Ermüdungsfortschrittes. Eine Spannungsumlagerung normal zur Wandebene wurde vernachlässigt. Des Weiteren wurde ein konstanter E-Modul über den gesamten Querschnitt des Schaftes angenommen.

Als maßgebende Belastung wurde das Einstufenlastkollektiv, welches durch Eigengewicht, Vorspannung und Unwuchterreger gebildet wird, herangezogen. Wobei der Unwuchterreger als statisch wirkende Einzelkraft angenähert wurde. Weiteres wurde die Wirkungsrichtung als idealisierte Gerade angenommen, wodurch während der gesamten Versuchsdauer, der Hotspot an der gleichen Stelle zu liegen kommt.

Aufgrund der verwendeten Volumenelemente, konnte der Einfluss der Bewehrung nicht berücksichtigt werden.

Der Ermüdungsprozess der Betonmatrix, welcher der Berechnung zugrunde liegt, wurde entsprechend modifiziert um die vorherrschenden Bedingungen besser zu beschreiben. Diese Ermüdungsfunktion wurde jedem Kontinuum-Element zugeordnet. Die Lastwechselschritte zur Bestimmung der Steifigkeitsanpassung sind variabel, da die Schrittweite auf 5% der geringsten Bruchlastspielzahl festgelegt wurde.

6.3 ERMÜDUNGSPROZESS – SENSIVITÄTSANALYSE

Die Schädigungsphasen der Betonmatrix unter Druckschwellbeanspruchung wurden bereits im Kapitel 2 ausführlich erörtert. In Abbildung 43 werden Ermüdungsfunktionen für unterschiedliche Oberspannungsniveaus dargestellt. Die Unterspannung wird bei dieser Versuchsanordnung konstant gehalten. Es ist zu beobachten, dass eine abnehmende Oberspannung zu einer flacheren Neigung der zweiten Phase führt. In diesem Abschnitt findet eine kontinuierliche Zunahme der Rissentwicklung statt.

Für die untersuchte Fallstudie ergibt sich eine Unterspannung von 0,43 fcm und eine Oberspannung von 0,53 fcm. Aus diesem Grund werden die zugrundegelegten Ermüdungsfunktionen, in der zweiten Phase entsprechend flach ausgebildet.

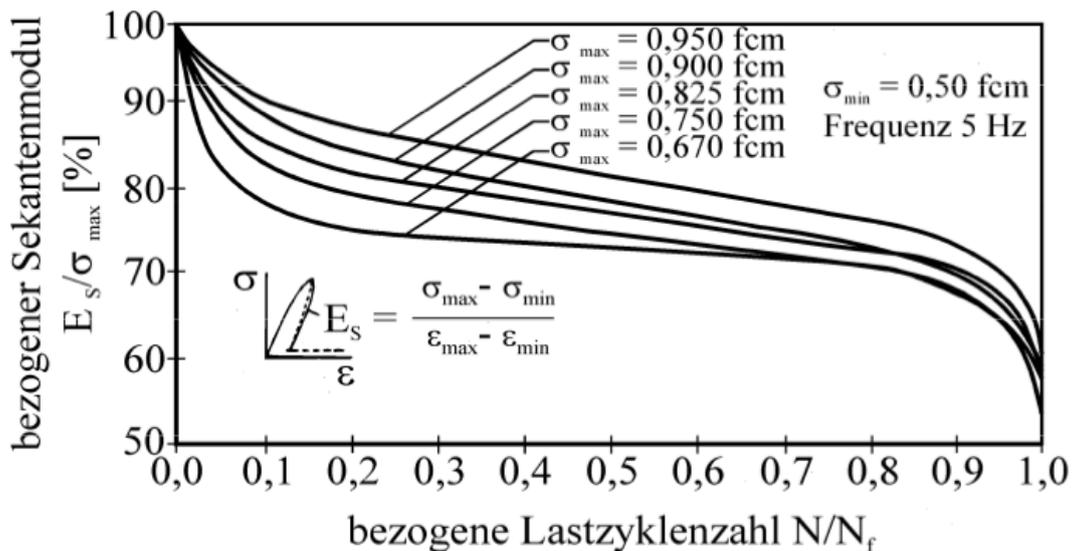


Abbildung 43: Steifigkeitsabnahme infolge Druckschwellbeanspruchung [13]

Diese Ermüdungsprozesse werden vorwiegend anhand dynamisch einaxial beanspruchter Probezylinder empirisch ermittelt. Die auf einen Zylinder aufgebrachte Druckspannung kann während der Versuchsdauer als konstant angesehen werden.

Der grundlegende Unterschied zwischen dem im Labor induzierten einaxialen Ermüdungsvorgang und dem hier untersuchten realen Verhalten liegt darin, dass sich aufgrund der Spannungsumlagerung in geringer belasteten Teilabschnitten, das Spannungsniveau eines definierten Bereiches ändert, wodurch es für den vorliegenden Fall erforderlich wird, entsprechende Modifizierungen des Schädigungsverlaufes vorzunehmen.

Der untersuchte Schaftabschnitt kann schematisch als verbundene Zylinderreihe dargestellt werden, siehe Abbildung 44. Dieses Wandsegment zeigt einen Teil des Anschlussbereiches des Schaftes an das Fundament. Der rot markierte Körper stellt jenen Bereich mit den höchsten Spannungswerten, den sog. Hotspot, dar. Der maßgebende Schädigungsvorgang beginnt bei diesem Zylinder, allerdings werden durch die Steifigkeitsabnahme infolge fortschreitender Rissbildung, umgehend die Spannungen über die angrenzenden Stellen abgeleitet, bis auch hier der E-Modul bis auf ein entsprechendes Maß reduziert worden ist. Dies hat zu Folge, dass die Übergänge der einzelnen Phasen länger andauern und nicht so ausgeprägt vorhanden sind, wie bei einem einaxialen Ermüdungsversuch, wie er zuvor dargestellt wird.

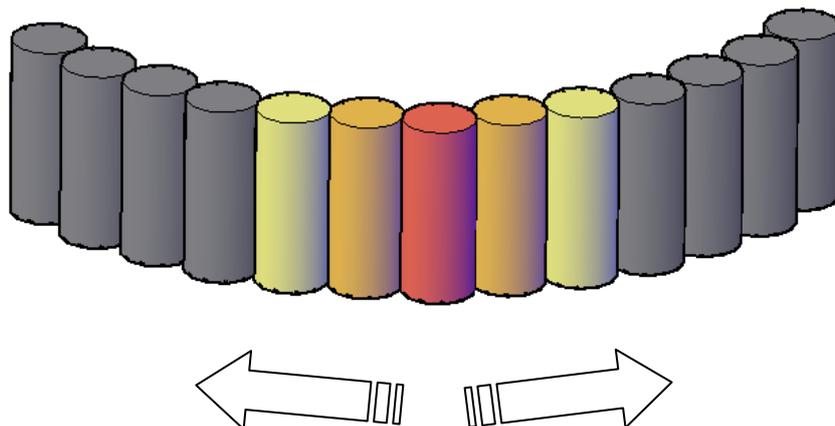


Abbildung 44: Schematische Darstellung der Spannungsausbreitung

Nachfolgend werden in Abbildung 45 die untersuchten Varianten der modifizierten Ermüdungsprozesse, welche der Simulation der Spannungsumlagerung zugrunde liegen gegenübergestellt.

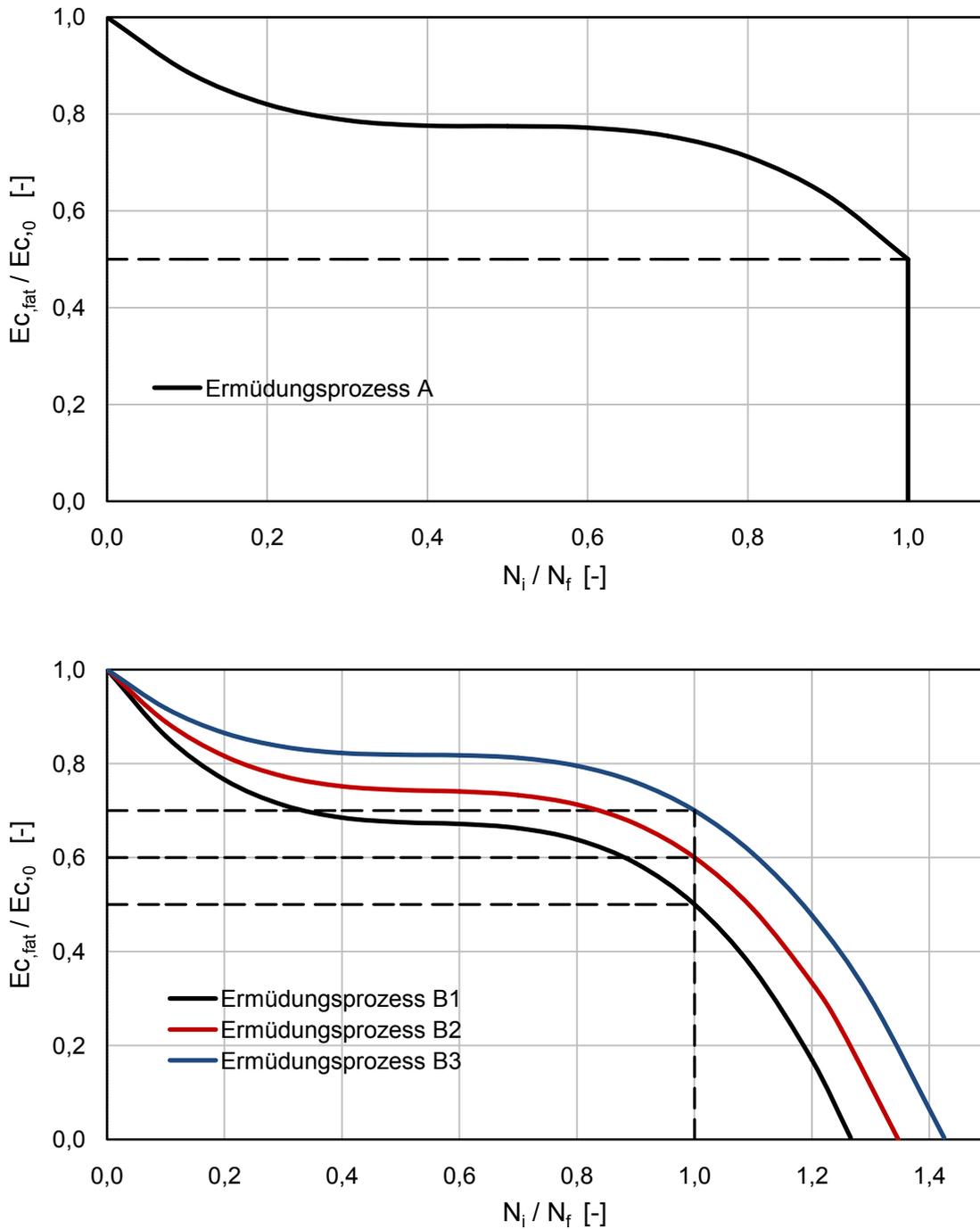


Abbildung 45: Gegenüberstellung der Ermüdungsprozesse

Prinzipiell tritt bei den, in Abbildung 43 gezeigten Funktionen ein Ermüdungsversagen bei etwa 50-60% des anfänglichen E-Moduls ein. Wird der Zustand $N_i/N_f=1,0$ erreicht, kommt es zu Ermüdungserscheinungen, genauer betrachtet bedeutet dies eine Schadenslokalisierung welche letztendlich zu einer Bruchflächenbildung führt. Auf geringerem Spannungsniveau können allerdings noch entsprechende Lastzyklen aufgenommen werden. Ein vollständiger Betonsteifigkeitsverlust bedeutet hingegen, dass der entsprechende Bereich keine Spannungen mehr aufnehmen kann [5].

Eine entsprechende Vorschädigung des Testfundaments bzw. die Rissentwicklung infolge Schwinden, werden für diesen iterativen Schädigungsansatz vernachlässigt, da dieser Einfluss nur unzureichend quantifizierbar ist.

Für die numerische Simulation wurden zwei unterschiedliche Ansätze genauer untersucht. Generell werden bei beiden Funktionsarten eine sehr flache zweite Ermüdungsphase, sowie ein längerer Phasenübergang gewählt. In Abbildung 45 oben (Ermüdungsprozess A), tritt ein Ermüdungsversagen bei einer Halbierung des Elastizitätsmoduls ein, danach erfolgt ein abrupter, vollständiger Wegfall dieses Elementes. Hier wird davon ausgegangen, dass nach dem Stadium der Bruchflächenbildung kein einheitlicher E-Modul vorliegt, der stetig bis zum vollständigen Steifigkeitsverlust abnimmt. Dieser Schädigungsverlauf führt bei der Modellierung zu Problemen, da ein Elementausfall in den benachbarten Elementen, Spannungsspitzen hervorruft. Aufgrund der hohen Spannungen kommt es zu einem schlagartigen Ermüdungsversagen der ganzen Struktur.

Ziel des realen Ermüdungsversuches in Cuxhaven, ist die vollständige Schädigung der Betonmatrix. Um den Zustand zwischen dem Ermüdungsversagen und dem totalen Versagen zu simulieren, wurde der in Abbildung 45 unten dargestellte Verlauf entwickelt. Es werden drei ähnliche Kurven (Ermüdungsprozess B1-B3) untersucht, wobei die Höhe des E-Moduls bei dem Eintritt des Ermüdungsversagens variiert wird, um den Einfluss der Sprödigkeit zu zeigen. Nach dem Erreichen von $N_i/N_f=1,0$, erfolgt eine weiterführende Abnahme der Steifigkeit, wobei der untere Ast des Diagrammes nicht mehr als E-Modul im eigentlichen Sinn zu verstehen ist. Dieser Teil dient lediglich zur Bestimmung eines Lastübertragungsfaktors, um eine

sukzessive Steifigkeitsreduzierung zu simulieren, das ein Modellversagen verhindert. Bei den Ermüdungsprozessen B1-B3 tritt nach 50%, 60% und 70% des anfänglichen E-Modulus, ein Ermüdungsversagen $N_i/N_f=1,0$ ein. Der weiterführende Funktionsverlauf schneidet die Abszisse bei 1,27(B1), 1,35(B2) und 1,43(B3).

Des Weiteren wurde eine Sensitivitätsanalyse durchgeführt. Ziel dieser Analyse war es, das Signifikanzniveau von deterministisch festgelegten Abweichungen zu ermitteln, um eine plausible Aussage bezüglich der Verlängerung der Restlebensdauer zu ermöglichen. Hierfür wurden bei Variante B1, einerseits der E-Modul und andererseits die Betondruckspannungen in dem verbleibenden Restquerschnitt variiert. In Abbildung 46 werden die Variationskombinationen überblicksmäßig dargestellt. Die Spannungsänderung wird mit 5% der gemittelten Betondruckspannung angesetzt. In Kapitel 4 wurde bereits die Auswirkung einer Abweichung auf die Bruchlastspielzahl untersucht, wobei ersichtlich wurde, dass bereits geringfügige Änderungen zu erheblichen Unterschieden führen. Dies ist auf die Sensibilität des Bemessungskonzeptes zurückzuführen. Die Schranken des E-Moduls wurden mit 15% festgelegt. Für detailliertere Untersuchungen, müsste man auch eine radiale Elastizitätsstreuung berücksichtigen. Der Ermüdungsprozess A wurde vergleichend mit dem Model Code 1990 und Model Code 2010 berechnet, alle weiteren Berechnungen basieren auf dem aktuellen Bemessungskonzept der Betonerermüdung.

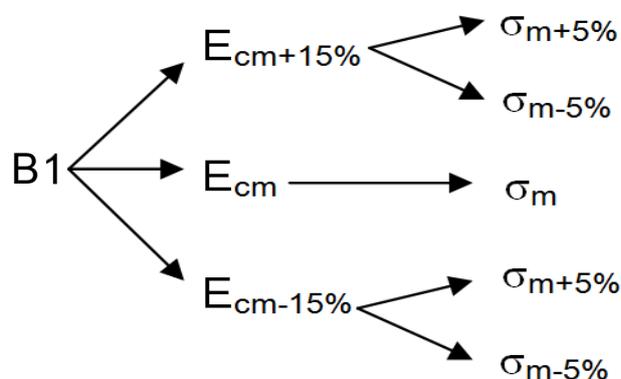


Abbildung 46: Sensitivitätsanalyse der Schädigungsberechnung

6.4 ABLAUF DER SCHÄDIGUNGSBERECHNUNG

Den Kern der Spannungsumlagerung bilden die zuvor beschriebenen Ermüdungsprozesse, an denen der E-Modul schrittweise ermittelt wird. Der untersuchte Schaftbereich wurde hierfür in 36 Einzelemente unterteilt. Diese Unterteilung ermöglicht eine differenzierte Zuweisung der Materialsteifigkeit, in Abhängigkeit der jeweiligen Belastungsgeschichte. Die Degradation wird daher für jeden Teilbereich gesondert berechnet, wobei der Ansatz aus [5] verwendet wird.

$$E_{c,fat} = (1 - D) \cdot E_c \quad (6-1)$$

Der Schädigungsgrad D wird über die bereits aufgebrauchten Lastzyklen definiert. In Verbindung mit dem anfänglichen E-Modul E_c , wird der abgeminderte Elastizitätsmodul $E_{c,fat}$ bestimmt, siehe Gl. 6-1. Hierbei ist anzumerken, dass der Schädigungsablauf einen linearen Prozess darstellt, der es nicht von vornherein ermöglicht auf den Endausgang zu schließen, da jeder Teilschritt direkt vom vorgehenden Zustand abhängig ist. Dieser iterative Schädigungsablauf wird in Abbildung 47 in einem Ablaufdiagramm dargestellt.

Die Spannungsermittlung erfolgt anhand des dreidimensionalen Finiten Elemente Modells des Testfundaments, wobei ein materiell linearer Berechnungsansatz verwendet wird. (a) Als Belastung wird das Einstufenlastkollektiv, infolge Eigengewicht, Vorspannung und Unwuchterreger angesetzt. (b) Auf Grundlage der abgefragten Spannungen, wird in jedem Teilabschnitt des betrachteten Bereiches die Bruchlastzahl N_f nach Wöhler (c), gemäß dem Bemessungskonzept nach Model Code 2010 berechnet. (d) Der Schädigungsgrad für die E-Modul Anpassung wird an jedem Element, über eine konstante Lastschrittweite N_i , die 5% der geringsten Bruchlastspielzahl N_f entspricht, ermittelt. (e) Der verminderte Elastizitätsmodul wird anschließend in das FE-Modell als Ausgangspunkt für eine weitere Spannungsberechnung implementiert. (f) Für die Beurteilung des Abbruchkriteriums wird der Schädigungsgrad entlang des Schaftumfanges erhoben. (g) Dieser iterative Berechnungsprozess wird durch das Versagen der Gesamtsystemzuverlässigkeit limitiert, welche durch den Eintritt des Ermüdungsversagens auf einer Länge über 22% des gesamten Umfanges festgelegt ist.

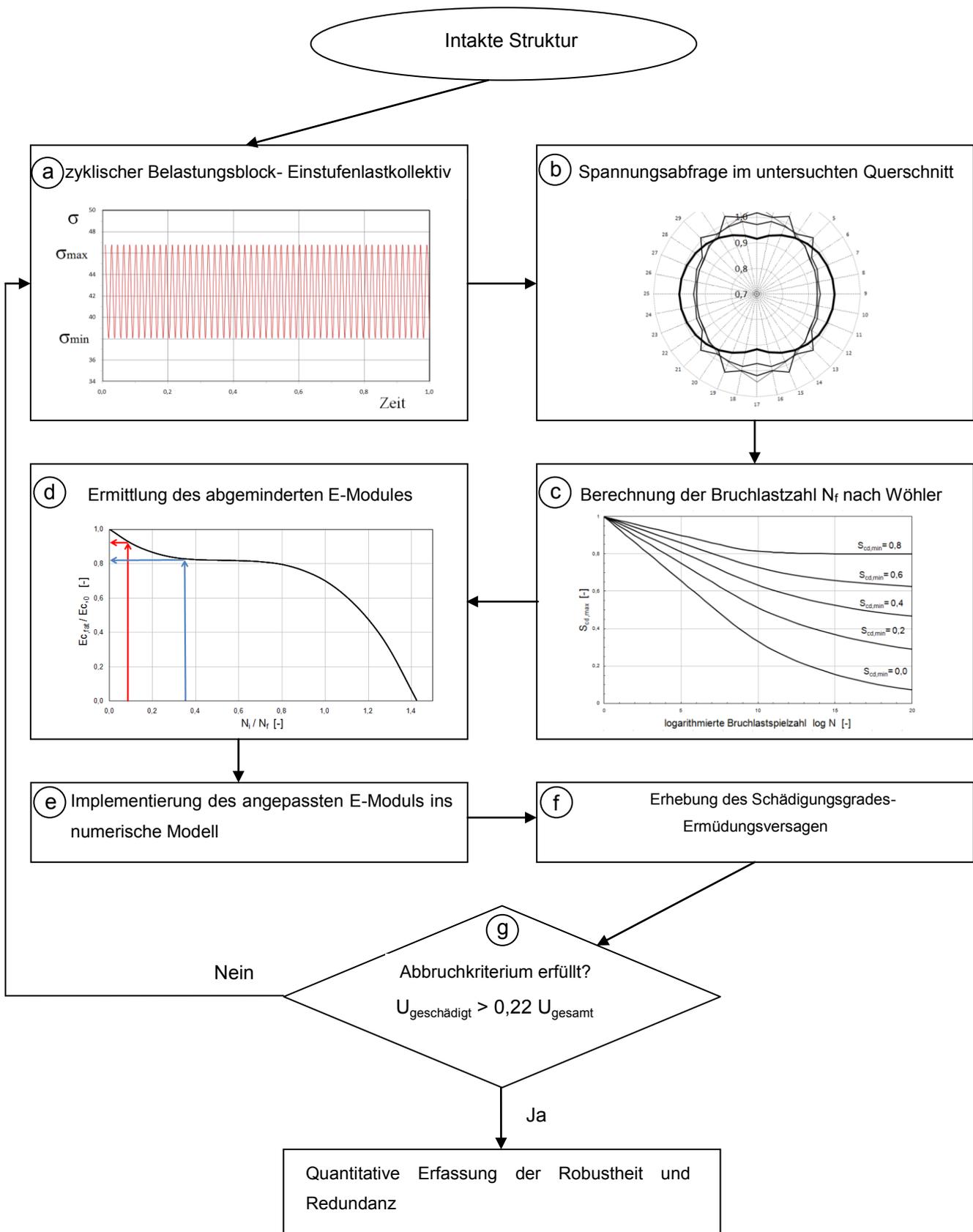


Abbildung 47: Flussdiagramm der Schädigungsberechnung

Als Abbruchkriterium der Struktur, war anfänglich der Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit SLS und in weiterer Folge der Grenzzustand der Tragfähigkeit ULS geplant. Diese Kriterien stellten sich jedoch im Laufe der Berechnung als ungeeignete Instrumente dar. Die Einhaltung der Gebrauchstauglichkeit wird über die Verdrehung des Schaftkopfes sichergestellt. In diesem konkreten Fall darf die Verdrehung einen Wert von $0,5^\circ$ nicht überschreiten. In Abbildung 48 wird die Verdrehungszunahme infolge einer fortschreitenden Steifigkeitsabnahme dargestellt. Es zeigte sich, dass die Schaftkopfverdrehung bis zum Eintritt des Ermüdungsversagens nur unbedeutend zunimmt, dies ist auf die hohe Biegesteifigkeit des Schaftes zurückzuführen. Erst nach dem totalen Materialversagen der ersten Elemente im Hotspot Bereich, kommt es zu einem sprunghaften Anstieg, dennoch liegt die Größenordnung um das achtzigfache unterhalb des Grenzwertes. Diese Verdrehung resultiert aus einer Verschiebung des Schaftkopfes, welche sich von 1,667 mm auf 2,126 mm, während der zyklischen Beanspruchung erhöht.

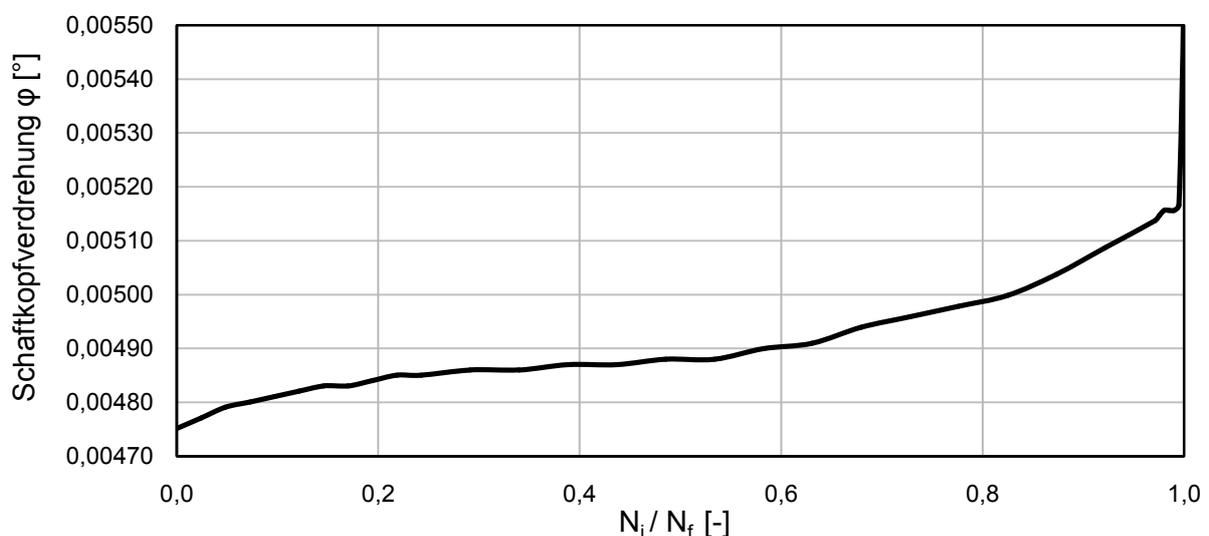


Abbildung 48: Verdrehung des Schaftkopfes

Die Einhaltung des Grenzzustandes der Tragfähigkeit wird mittels der Betondruckspannungen überprüft. Die Werte variieren während der Umlagerung von 43 N/mm^2 bis 49 N/mm^2 . Erst ab dem Wegfall von mehreren Elementen ergeben sich Spannungen, die im Bereich der Druckfestigkeit des verwendeten Betons liegen.

Nach dem Verlust der Materialsteifigkeit eines Elements, kommt es zum rapiden Versagen des restlichen Schaftquerschnittes innerhalb weniger Lastwechsel. Dieses sprunghafte Verhalten am Ende der simulierten Laufzeit kann somit ebenfalls nicht als aussagekräftiger Indikator herangezogen werden.

Ein weiterer Ansatz beruht auf der Standsicherheitsbetrachtung des Stahlbetonschaftes. Jedoch wird im Anhang 10.8 gezeigt, dass aufgrund der hohen Biegesteifigkeit in Kombination mit der relativ geringen Belastung, auch nach dem Wegfall von mehreren Elementen, es zu keinem Verlust der Standsicherheit kommt. Daher wird das Abbruchkriterium durch den Eintritt des Ermüdungsversagens in 22% des Schaftumfanges festgelegt, siehe Abbildung 49. Dies entspricht einem Umfang von 4 Volumenelementen je Wirkungsseite.

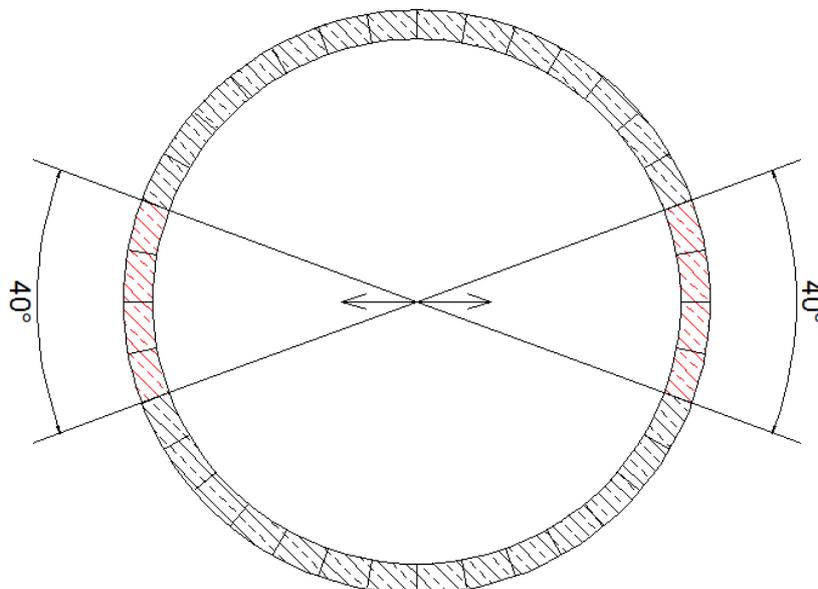


Abbildung 49: Grafische Darstellung des Abbruchkriteriums

6.5 ERGEBNISSE

Nachfolgend werden die Resultate der schrittweisen E-Modulanpassung exemplarisch anhand der Variante B3 dargestellt. In Anhang 10.9 werden die untersuchten Ermüdungsprozesse vergleichend gegenübergestellt. Die Ergebnisse aller berechneten Varianten werden in Anhang 10.10 aufgelistet. Generell unterscheiden sich die untersuchten Versionen vorwiegend durch die Laufzeit, die Charakteristik der Umlagerung, sowie die damit verbundenen Faktoren sind jedoch weitgehend gleich.

Die Ergebnisdarstellung erfolgt mittels Netzdiagrammen, die die Ergebnisse radial über den Schaftumfang darstellen. Darüber hinaus wird die Entwicklung der einzelnen Bereiche über die Laufzeit beschrieben. In Abbildung 50 wird die verwendete Achsenbezeichnung abgebildet, wobei Achse 9 den Hotspot des Schaftquerschnittes darstellt. Der Randbereich wird als Achse 1 gekennzeichnet. Aufgrund der Symmetrie, sowie der Änderung der Wirkungsrichtung des Unwuchterregers, kann der ganze Querschnitt mit diesen neun Achsen definiert werden.

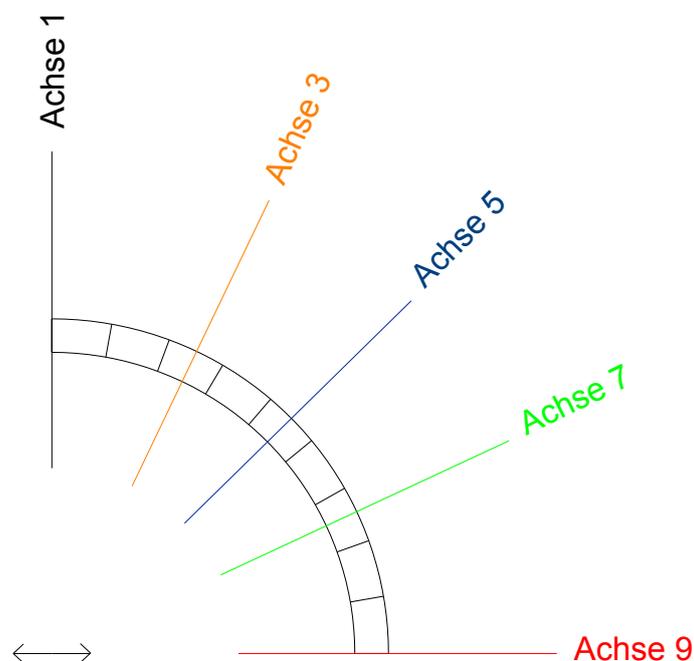


Abbildung 50: Achsenbezeichnung für Ergebnisdarstellung

6.5.1 Entwicklung des E-Modules

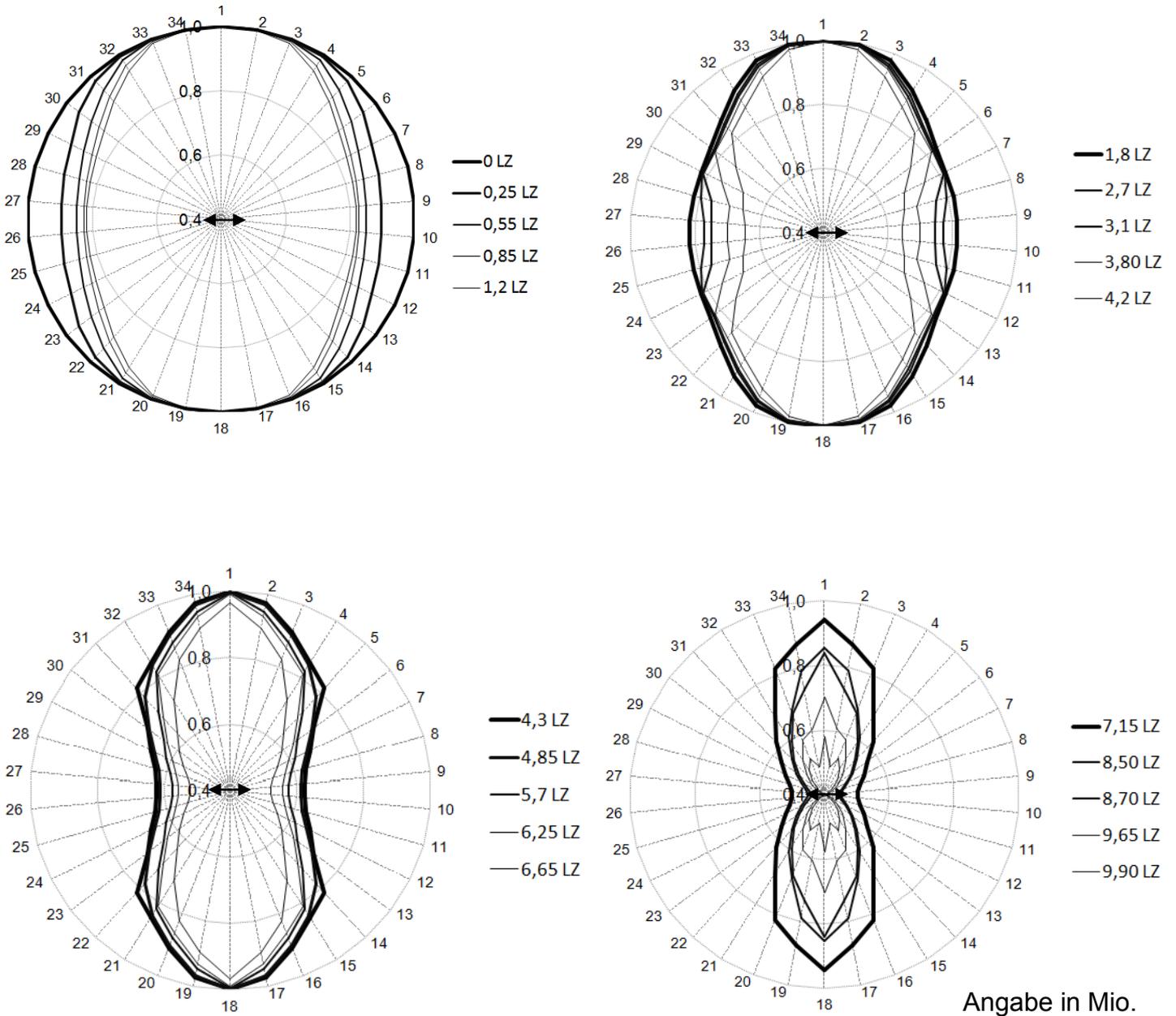


Abbildung 51: E-Modul Abnahme über den Schaftquerschnitt in Abhängigkeit zur LW

In obenstehender Abbildung wird die Änderung des Elastizitätskoeffizienten über den Schaftquerschnitt dargestellt. Die Lebensdauer wird hierfür in vier Abschnitte unterteilt, wobei in jedem Abschnitt diskontinuierlich fünf Lastzyklen gezeigt werden.

Die intakte Struktur weist zu Beginn einen radial gleichbleibenden Wert von 48.500 N/mm^2 auf. Die erste Phase ist durch eine überproportionale Steifigkeitsabnahme in den höher belasteten Bereichen geprägt, da in diesen Teilbereichen der Spannungsbetrag, sowie die Spannungsdifferenz am größten sind. Die E-Modul Veränderung nimmt stetig bis zum Randbereich ab, sodass in den äußeren Bereichen annähernd der Ausgangswert erhalten bleibt. Im zweiten Abschnitt ist zu erkennen, dass bis etwa 80% des Eingabewertes, eine über den Schaftquerschnitt kontinuierliche Abnahme stattfindet, danach erfolgt ein Steifigkeitseinbruch in der Wirkungsachse des Unwuchterregers. Diese überproportionale Abnahme begründet sich aus der zugrundegelegten Ermüdungsfunktion, da 80% des Anfangswertes den Übergang zur letzten Phase des unkontrollierten Risswachstums darstellt. Mit zunehmender Lastzyklenzahl, vergrößert sich dieser Einflussbereich der Steifigkeitsabnahme. Der Randbereich hingegen zeigt auch in diesem Stadium der Schädigungsberechnung nur eine geringe Veränderung. Im dritten Abschnitt ist wiederum eine gleichmäßige Steifigkeitsreduktion über den ganzen Querschnitt zu erkennen. Erst eine Schädigung von etwa 50% in den vorderen Teilabschnitten, bringt eine sichtbare Abminderung in den Randbereichen mit sich. In der letzten Phase ist die relative Steifigkeitsabminderung in den Randbereichen höher als in den vorderen Abschnitten, wodurch letztendlich eine gänzliche Schädigung der Betonmatrix erreicht wird.

Grundsätzlich ist zu erkennen, dass die E-Modulabnahme in den Hotspotbereichen ihren Anfang nimmt und sich sukzessive zu den äußeren Randbereichen der Struktur bewegt. Der nichtlineare Betonermüdungsprozesses, sowie der Einfluss der Spannungsumlagerung führen zu einer diskontinuierlichen Steifigkeitsabnahme über den Querschnitt. Aufgrund der geringen Spannungsdifferenz in den Randbereichen kommt es hier zu keiner maßgebenden Betonermüdung, wodurch die hohe Steifigkeit über einen längeren Zeitraum erhalten bleibt.

Nachfolgend wird in Abbildung 52 die kontinuierliche E-Modulabnahme, infolge der Betonermüdung, in den einzelnen Achsen des Schaftquerschnittes gegenübergestellt.

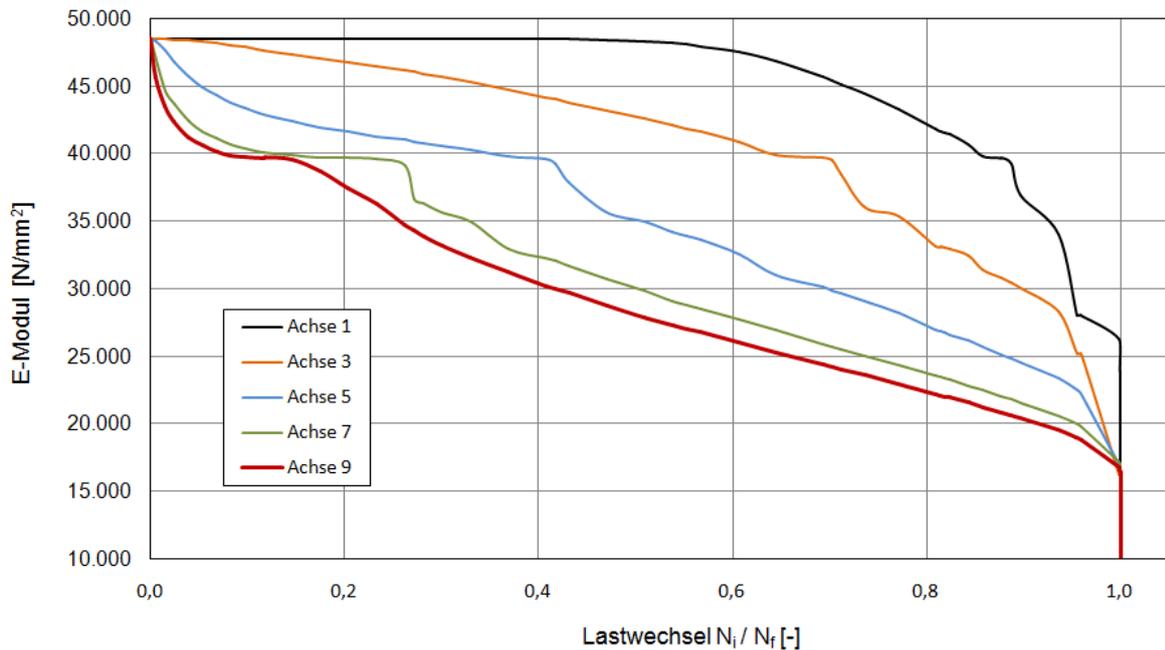


Abbildung 52: Abnahme des E-Moduls in den einzelnen Achsen

Die Steifigkeitsabminderung im Hotspot wird anhand der roten Linie gezeigt. Hier ist zu Beginn eine erhebliche Reduzierung des E-Moduls erkennbar, welche wie zuvor bereits beschrieben wurde, einerseits auf die erste Phase der Betonermüdungsfunktion, sowie andererseits auf die hohe Beanspruchung zurückzuführen ist. Im Anschluss erfolgt ein relativ kurzer Abschnitt in dem die Reduktion nur geringfügig zunimmt. Hier kommt es zu einer kontinuierlichen Zunahme des Risswachstums. Die Verringerung auf 39 N/mm^2 , stellt den zuvor beschriebenen 80%-Übergang dar. Danach folgt eine annähernd gleichbleibende Abnahme des E-Moduls.

Entgegengesetzt dem Verhalten in der Hotspot Achse, verhält sich der Randbereich. Hier ist deutlich zu sehen, dass auch nach 50% der Laufzeit keine Steifigkeitsabnahme stattfindet. Erst in den letzten 10% der Lebensdauer kommt es zu einer rapiden E-Modul Verringerung. Durch den Steifigkeitsverlust im vorderen Strukturbereich nimmt die Betondruckspannung in den äußeren Bereichen zu, wodurch ein Ermüdungsversagen, aufgrund des hohen Spannungsbetrages eintritt. Das Laufzeitende kann nicht als repräsentativ angesehen werden, da das numerische Modell den Endzustand nicht realistisch erfassen kann.

6.5.2 Entwicklung der Spannungsumlagerung

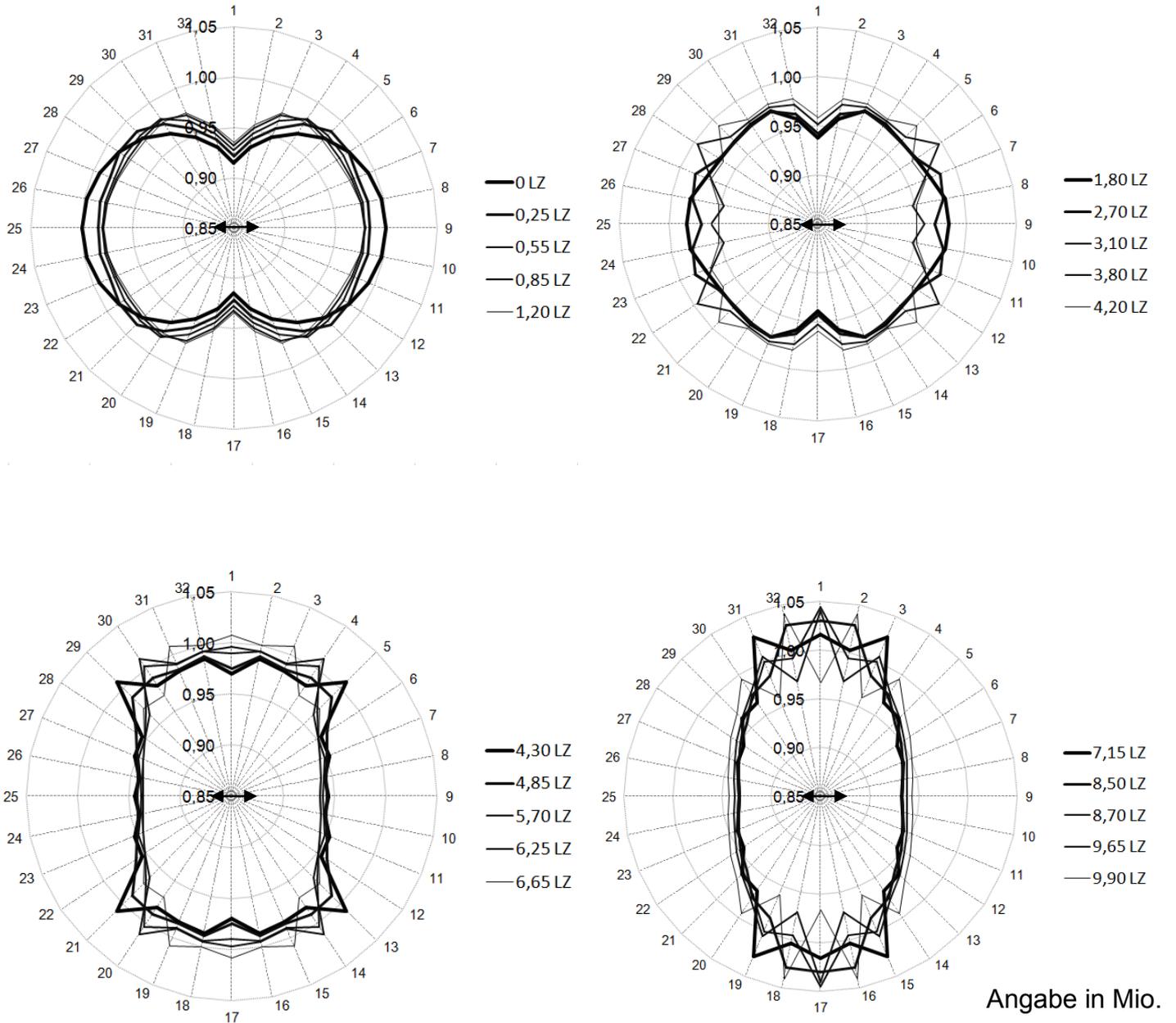
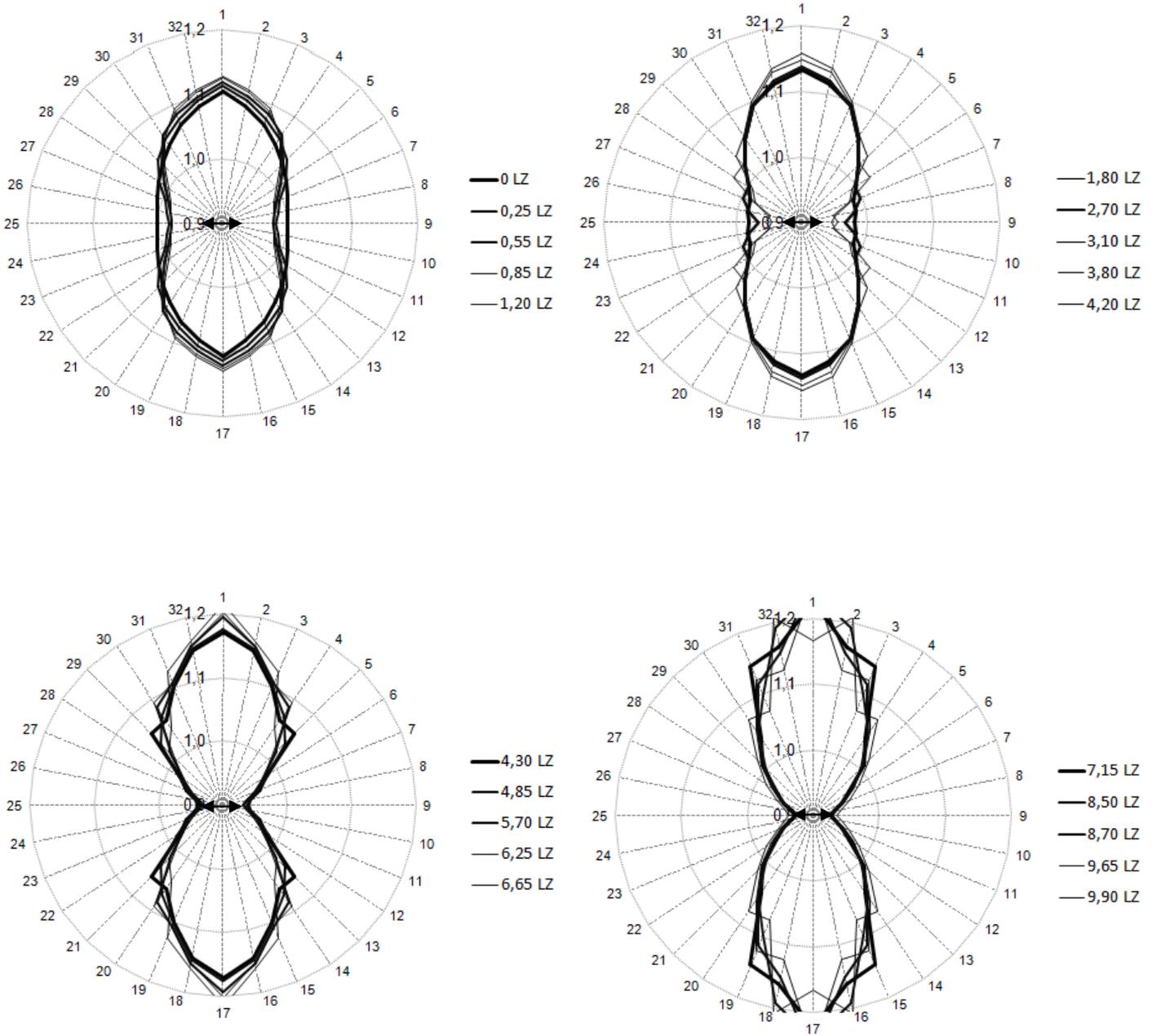


Abbildung 53: Oberspannungsveränderung über den Querschnitt in Abhängigkeit zur LW

SIMULATION DER SPANNUNGSUMLAGERUNG



Angabe in Mio.

Abbildung 54: Unterspannungsveränderung über den Querschnitt in Abhängigkeit zur LW

In Abbildung 53 und Abbildung 54 werden die Entwicklung der Ober-, und Unterspannungen, infolge einer fortschreitenden E-Modulabnahme dargestellt. Aus Gründen der Übersichtlichkeit werden auch hier die Spannungsausbildungen der Lastzyklen in vier Abschnitten abgebildet. Der maximale bzw. minimale Wert des Spannungsniveaus, zu Beginn der Schädigungsberechnung wird auf 1,0 festgelegt. Diese Spannungen stellen sich im Hotspot (Achse 9) des Schaftquerschnittes ein.

Das aufgebrachte Lastkollektiv verursacht zu Beginn eine maximale Oberspannung von $46,77 \text{ N/mm}^2$, im Randbereich hingegen liegt der Wert bei $42,78 \text{ N/mm}^2$. Durch die anfänglich erhöhte Betonermüdung im vorderen Teilabschnitt, reduziert sich hier die Betondruckspannung. In den angrenzenden seitlichen Bereichen, in denen ein höherer Elastizitätskoeffizient vorhanden ist, ist ein deutlicher Spannungsanstieg zu verzeichnen. Durch die fortwährende Steifigkeitsabnahme lagern sich die Spannungen stetig zu den Randbereichen um, die mit zunehmender Lastspielzahl den anfänglichen Wert von $46,77 \text{ N/mm}^2$ übersteigen. Über die gesamte Lebensdauer betrachtet, erhöht sich im Randbereich die relative Betondruckspannung von 0,92 auf 1,04, im Hotspot hingegen findet eine Reduktion von 1,00 auf 0,93 statt. Aufgrund des hohen Steifigkeitsquotienten innerhalb des Querschnittes infolge der Betonermüdung, nehmen die Spannungen in den vorderen Bereichen, ab etwa 40% der Laufzeit nur mehr geringfügig ab, da der Einfluss des Randbereiches mit der Laufzeit größer wird, vgl. Abbildung 52. Die maximale E-Moduldifferenz liegt bei knapp 45 %.

Analog der Oberspannung verhält es sich mit der Unterspannung. Es erfolgt eine Umlagerung von dem Hotspot in die Randbereiche des Schaftes. Die äußeren Abschnitte weisen eine Spannungserhöhung von knapp 14 % auf, der Hotspot zeigt entsprechend der Oberspannung eine Abnahme von 7%.

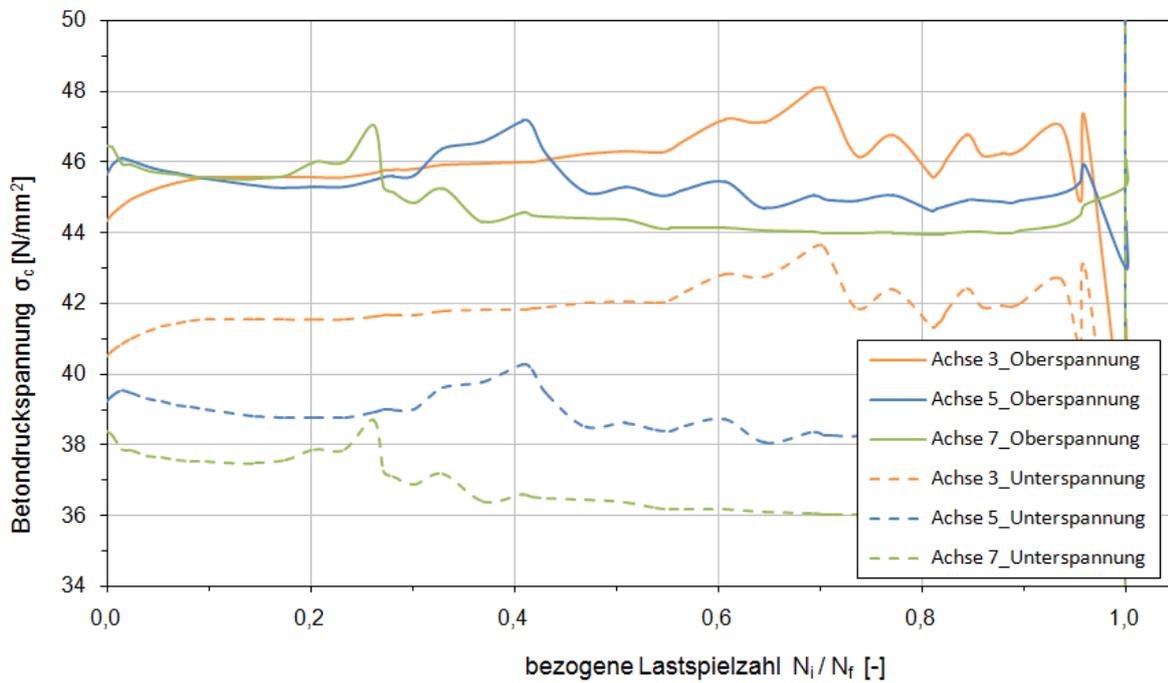
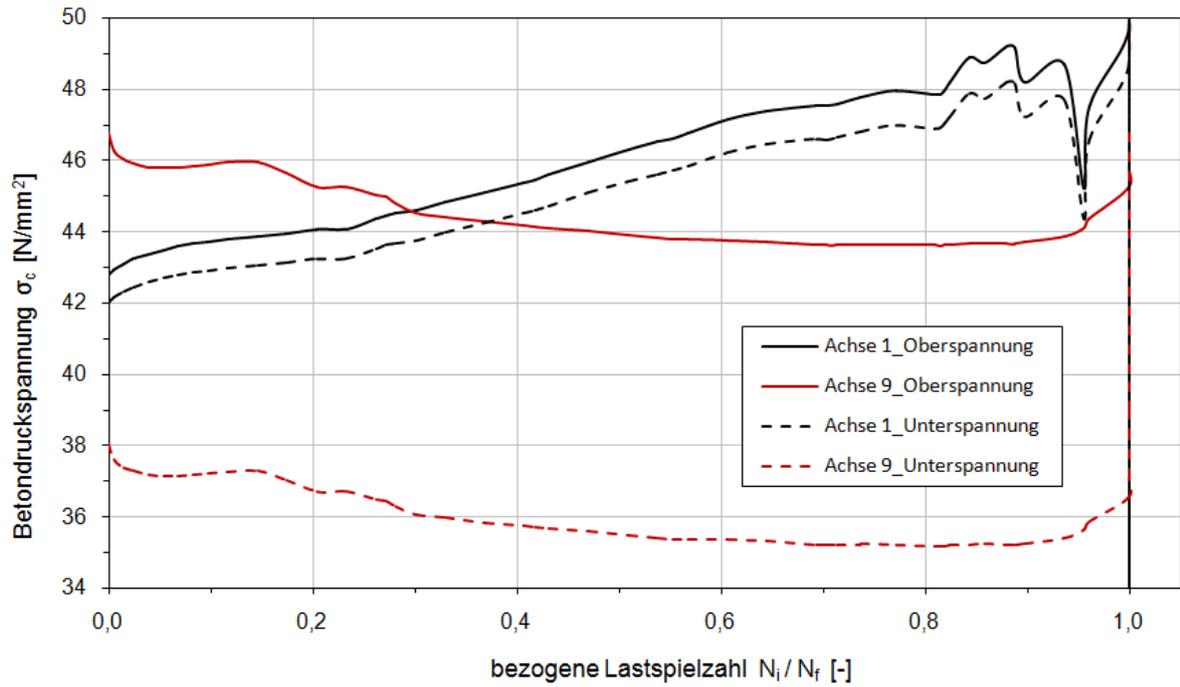


Abbildung 55: Entwicklung der Betondruckspannung in den einzelnen Achsen

In Abbildung 55 wird die Entwicklung der Ober-, und Unterspannungen der einzelnen Achsen des Stahlbetonschaftes über die Lebensdauer dargestellt. Aufgrund des konstanten Beanspruchungsblockes, bleibt die Spannungsdifferenz in den Teilabschnitten ident. Die maximale Differenz befindet sich in Achse 9 und weist einen Wert von $8,74 \text{ N/mm}^2$ auf. Der Randbereich in Achse 1 erfährt aufgrund der dynamischen Beanspruchung einen Spannungswechsel von $0,76 \text{ N/mm}^2$.

Diese Abbildung ermöglicht die Darstellung des gegengleichen Verhaltens, der Achsen 1 und 9. Während es im Randbereich, aufgrund der Umlagerung, stetig zu einem Spannungsanstieg kommt, führt die schrittweise E-Modulanpassung im Hotspot zu einer Spannungsreduktion. Der Grenzbereich wird durch Achse 4 beschrieben, in der es zu einer Stagnation der Betondruckspannungen kommt. Der Hotspotbereich zeigt nach dem Wegfall der Spannungsspitze einen weiteren Spannungsanstieg. Dieser Verlauf ist darauf zurückzuführen, dass die Spannungen in den angrenzenden Teilbereichen keine maßgebende Betonermüdung hervorrufen, wodurch es zu einer Rückumlagerung in Achse 9 kommt.

Die einzelnen Verläufe zeigen in bestimmten Abständen entsprechende Spannungsspitzen, welche sich mit zunehmender Laufzeit in die äußeren Randbereiche umlagern. Bei diesen Spannungsspitzen handelt es sich um Brucherscheinungen im Beton aufgrund des Ermüdungsprozesses. Es ist zu beobachten, dass es aufgrund der erhöhten Schädigung zu einer raschen Spannungsabnahme kommt, die in den äußeren angrenzenden Bereichen aber zu einer Spannungserhöhung führt. Generell bilden einerseits der Spannungsbetrag und andererseits die Spannungsdifferenz, die maßgebenden Einflussfaktoren für die Betonermüdung. Da die Spannungsdifferenz nach außen hin abnimmt, bedarf es einer höheren Spannung um einen Bruch in der Betonmatrix herbeizuführen.

Wie bereits erwähnt, kommt es am Ende der simulierten Lebensdauer zu Diskontinuitäten, die keine realistische Darstellung des Endzustandes zulassen.

6.5.3 Entwicklung der Bruchlastspielzahl

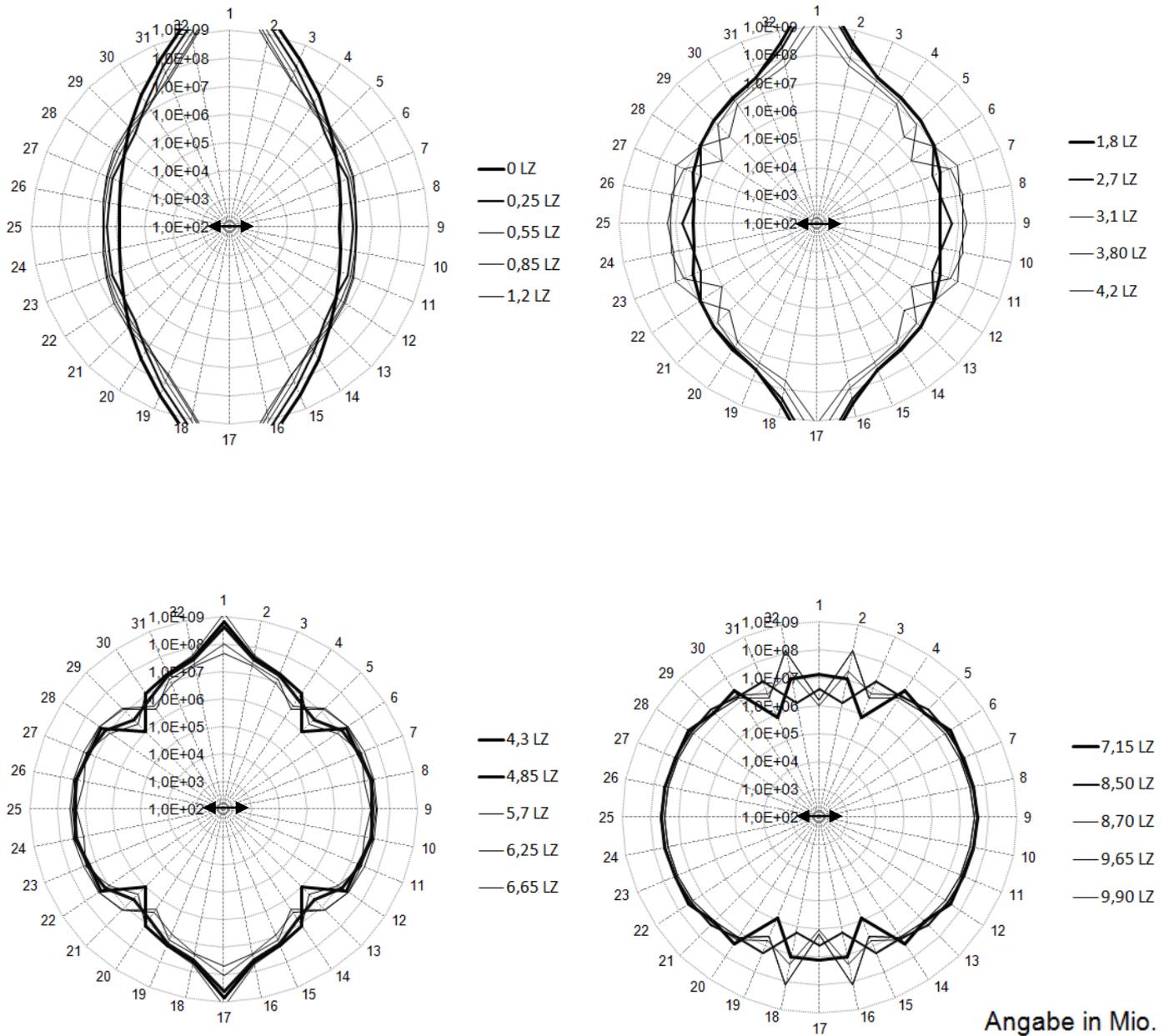


Abbildung 56: Veränderung der aufnehmbaren Bruchlastzahl in Abhängigkeit zur LW

Die Ermittlung der Bruchlastspielzahl stützt sich vorwiegend auf die Betondruckspannungen. Aus diesem Grund verhält sich die Bruchspielzahlentwicklung entgegengesetzt dem bereits behandelten Spannungsverlauf. Die höher belasteten Bereiche des Schaftes weisen zu Beginn der zyklischen Beanspruchung einen Wert von $7 \cdot 10^5$ auf. Der Randbereich liegt bei etwa $1 \cdot 10^{12}$. Infolge der Spannungsumlagerung nehmen die Werte in den vorderen Achsen zu und in den äußeren Teilbereichen ab.

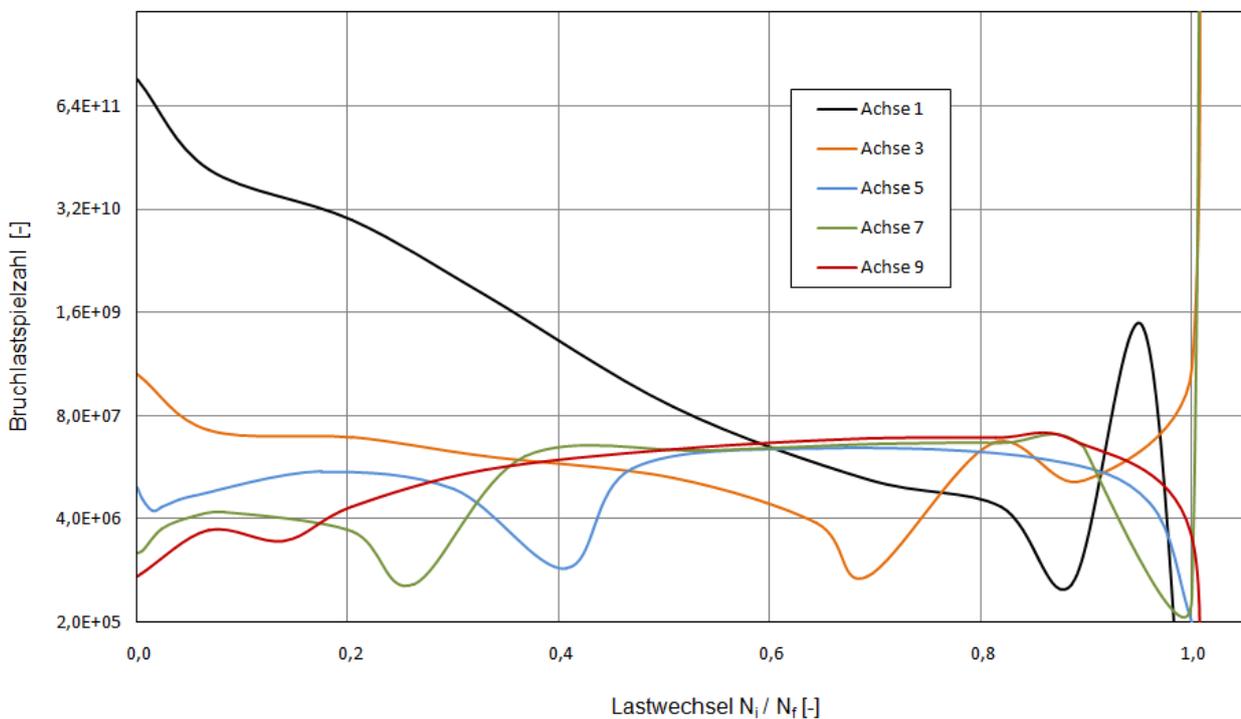


Abbildung 57: Entwicklung der Bruchlastzahl in den einzelnen Achsen

Ein Nachteil dieser Bruchlastspielzahl ist, dass der tatsächlich vorhandene Schädigungsgrad nur indirekt über die abgeleitete Betondruckspannung in die Berechnung einfließt. Eine höhere Schädigung führt zu einer geringeren Spannung, die wiederum eine hohe Bruchlastzahl zu Folge hat. Dieser Ansatz berücksichtigt nicht die Schädigungshistorie und führt somit am Ende der Lebensdauer zu einer falschen Aussage, da das Ermüdungsversagen infolge der Steifigkeitsabnahme eintritt.

6.5.4 Entwicklung der Schädigung

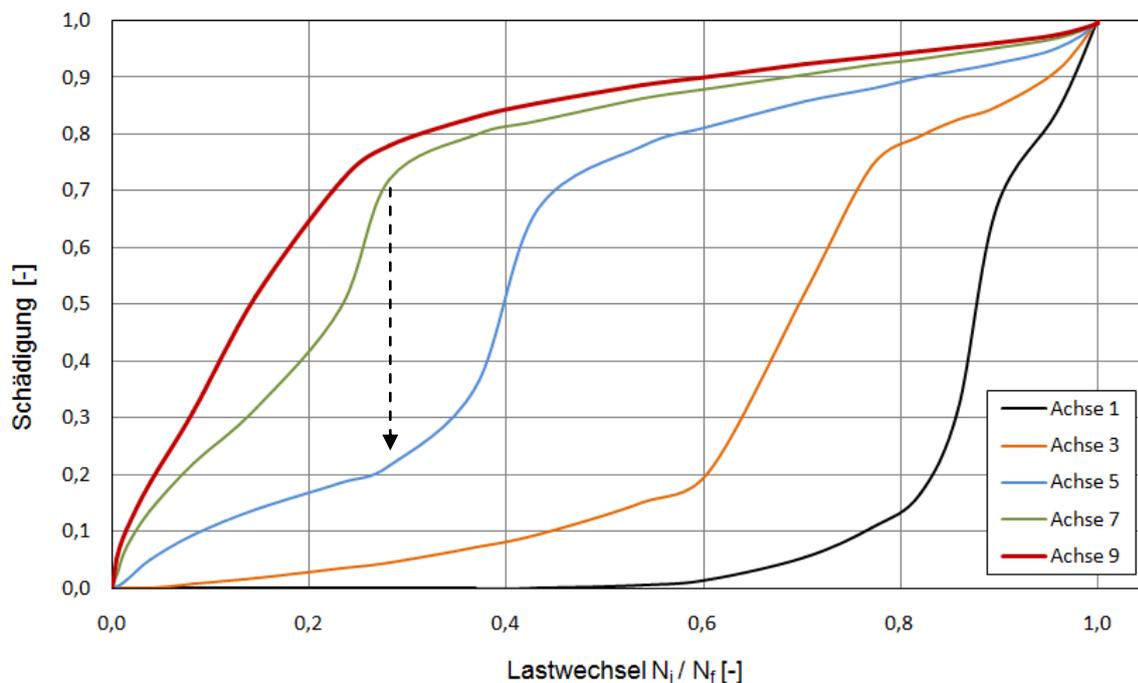


Abbildung 58: Entwicklung des Schädigungsgrades der einzelnen Achsen

Der Schädigungsgrad wird während der Schädigungsberechnung auf die Materialsteifigkeit bezogen, da a-priori die Gesamtnutzungsdauer der Struktur nicht bekannt ist. Erst danach ist es möglich die Schädigung über die Laufzeit zu definieren. In Abbildung 58 erfolgt eine Differenzierung des Schädigungsverlaufes in die untersuchten Teilbereiche des Testfundaments, wobei der Wert 1,0 das Systemversagen beschreibt. Wie bei den vorangegangenen Parametern, ist auch hier das konträre Verhalten des Hotspots mit dem Randbereich deutlich zu sehen. Der vordere Schaftbereich erfährt aufgrund der hohen Belastung, bereits in der ersten Phase eine erhebliche Schädigung. Währenddessen zeigen die äußeren Bereiche ein annähernd intaktes Verhalten. Dieser Verlauf dreht sich in der letzten Phase um, hier erfolgen ein rapider Schädigungsanstieg im Randbereich und eine geringfügige Zunahme in den vorderen Teilabschnitten. Die Kurven zeigen zwischen 20% und 70% des Schädigungsgrades einen steileren Verlauf. Der Knick bei 70% wird durch die Brucherscheinung in der Betonmatrix ausgelöst, da es infolge dessen

zu einer erhöhten Spannungsumlagerung in die angrenzenden Elemente kommt, werden die Betondruckspannungen in dem betrachteten Abschnitt verringert, was in weiterer Folge zu einer verminderten Schädigung führt. Der Pfeil in Abbildung 58 illustriert, dass der obere Neigungswechsel in Achse 7 eine Erhöhung des Schädigungsgrades in der Achse 5 induziert.

In Abbildung 59 wird der Eintritt des Ermüdungsversagens mit dem Verlust der kompletten Materialsteifigkeit über den Schaftquerschnitt verglichen. Das Ermüdungsversagen nach Wöhler führt zu lokalen Brucherscheinungen, dennoch kann auf geringerem Spannungsniveau eine entsprechende Anzahl an Lastwechsel aufgenommen werden. Der Steifigkeitsverlust hingegen kennzeichnet jenen Zustand, ab dem keine Betondruckspannung mehr übertragen werden kann [5]. Aufgrund der unterschiedlichen Schädigungscharakteristik im Querschnitt, erfolgt auch hier eine Differenzierung in Teilabschnitte. Im vorderen Bereich (Achse 7-9) tritt bereits nach etwa 25%-35% der gesamten Laufzeit das Ermüdungsversagen ein. Der Randbereich hingegen erreicht dieses Schädigungsstadium erst ab etwa 90% der Dauer. Der Wert 1,0 stellt einen theoretischen Zustand dar und wurde nur simuliert um das Umlagerungsverhalten bis zum gänzlichen Materialversagen der Gesamtstruktur zu zeigen.

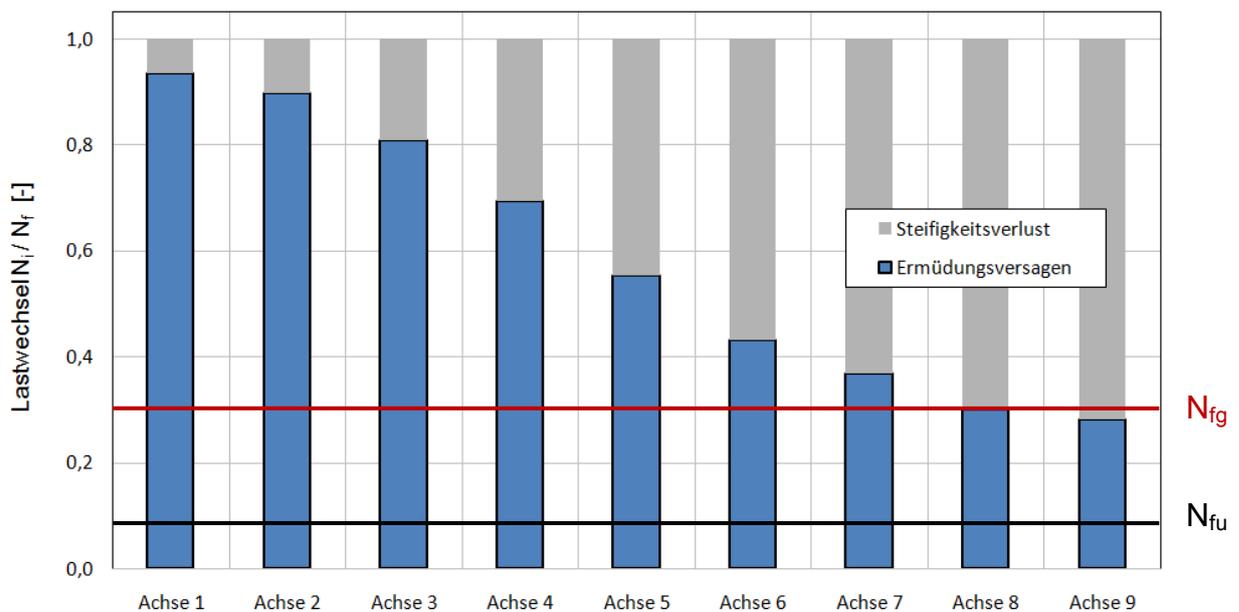


Abbildung 59: Schädigungsvergleich über den Schaftquerschnitt

Die in Abbildung 59 schwarz eingezeichnete Grenze stellt die theoretische Nutzungsdauer gemäß dem aktuellen Bemessungskonzept dar. Für diese Nachweisführung wird der Umlagerungseffekt vernachlässigt wodurch sich für die untersuchte Variante eine Bruchlastspielzahl von $N_{fu} = 748.164$ Lastwechsel ergibt. Dieser Wert wird aufgrund der maßgebenden Betondruckspannungen an der intakten Struktur ermittelt. Die Simulierung des realen Tragverhaltens führt zu $N_{fg} = 3.100.000$ Lastwechsel, wobei das Ermüdungsversagen in Achse 8, hinsichtlich dem Abbruchkriterium maßgebend ist (rote Linie). In diesem Fall würde der Einfluss der Spannungsumlagerung, die geplante Nutzungsdauer um das 4,1-fache verlängern.

Der Materialwiderstand in Form der Betondruckfestigkeit kann bis zum Erreichen des Ermüdungsversagens, als annähernd konstant angenommen werden. Die Restdruckfestigkeit in den einzelnen Achsen nach dem Versagen, lässt sich von vornherein nicht quantifizieren. Mit dem Abbruchkriterium, das eine Schädigung von maximal 22% des Schaftumfanges zulässt, liegt man somit auf der sicheren Seite, um eine entsprechende Resttragfähigkeit zu gewährleisten.

Da Beanspruchungen und in Folge die Schädigungshistorie für jede Struktur anders sind, bieten Monitoring Systeme die Möglichkeit, die realen Materialparameter zu bestimmen. Diese erhobenen Daten können in numerische oder analytische Modelle inkludiert werden, womit eine höhere Aussagesicherheit bezüglich der Restnutzungsdauer bzw. Gesamtsystemzuverlässigkeit erzielt werden kann.

Für die Berechnung von Windkraftanlagen ist eine genaue Erhebung der Beanspruchungsseite erforderlich. Dennoch stellen diese Annahmen nur Näherungen dar. Die tatsächliche Beanspruchung in Form von Beanspruchungsdauer, Beanspruchungshöhe, Belastungsabfolge, sowie die Wirkungsrichtung kann nur stochastisch angenähert werden. Für die Veränderung der Materialparameter, für die Beschreibung der Widerstandsseite gilt das gleiche. Das reale Verhalten lässt sich aber nur an der vorhandenen Struktur mittels entsprechenden Messsystemen erfassen. Aus diesen Gründen ist es von vornherein nicht möglich eine Zustandsbewertung über die gesamte Lebensdauer zu prognostizieren, da die Eingangsparameter eine progressive Veränderung aufweisen.

6.6 GEGENÜBERSTELLUNG DER VARIANTEN

Nachfolgend wird die Laufzeitverlängerung infolge der Spannungsumlagerung, für die berechneten Varianten in Abbildung 60 gegenübergestellt. Die dazugehörigen Ermüdungsfunktionen sind in Anhang 10.9 dargestellt. Der Koeffizient N_{fg}/N_{fu} bezieht die Bruchlastspielzahl der geschädigten Struktur auf die Bruchlastzahl des intakten Systems. Die Ergebnisse weisen einen Wertebereich zwischen 3,3 und 13,2 auf, d.h. dass die Struktur unter den Bedingungen von zB: Variante A1.1, eine 3,3-fach längere Nutzungsdauer, als nach aktuell verwendeten Bemessungskonzept zulässig ist, aufweist. An dieser Stelle wird darauf hingewiesen, dass die aufgelisteten Ergebnisse ausschließlich für die untersuchte Fallstudie unter den festgelegten Randbedingungen gültig sind.

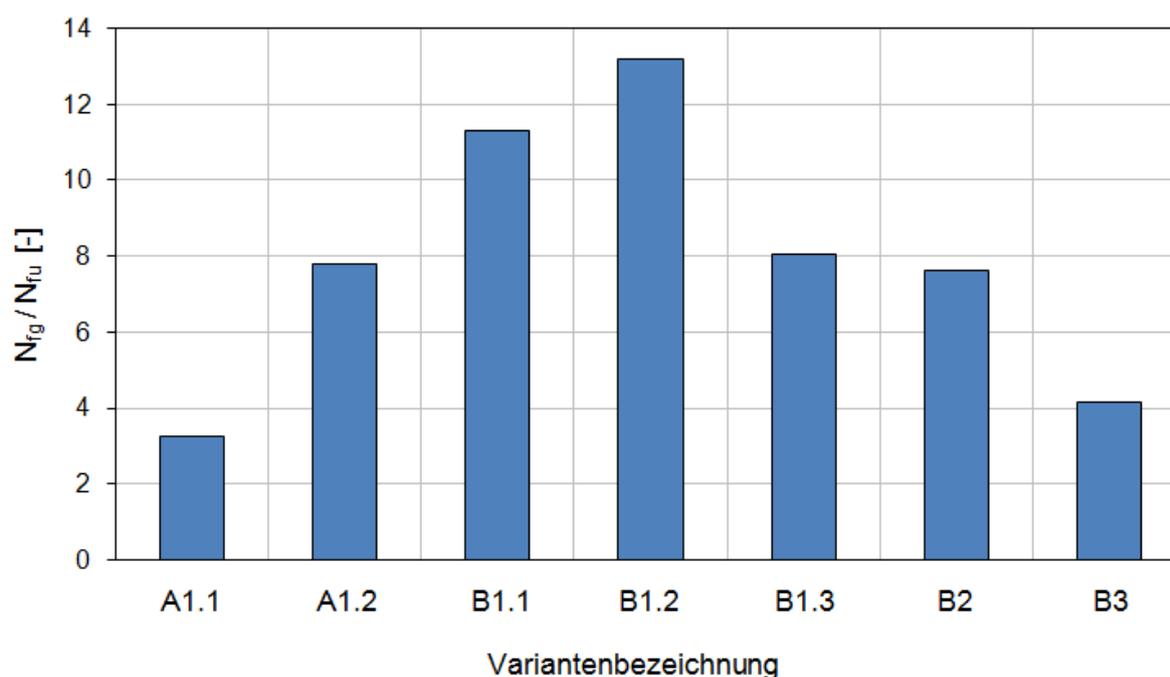


Abbildung 60: Laufzeitverlängerung der untersuchten Varianten

Die Varianten A simulieren einen Wegfall des Betonelements, direkt nach dem Erreichen des Ermüdungsversagens nach Wöhler. Anhand dieser Funktionen wird ein direkter Vergleich zwischen altem und neuem Model Code durchgeführt. In Tabelle 12 werden die Absolutwerte aller Varianten aufgelistet.

Aufgrund des neuen Bemessungskonzeptes ergibt sich bereits am ungeschädigten System N_{fu} ein erheblicher Unterschied in der Bruchlastzahl. Die Größenordnungsbereiche liegen etwa um den Faktor 120 auseinander. Für das geschädigte System N_{fu} beläuft sich dieser Faktor allerdings auf 280. Die Verlängerungsfaktoren liegen bei MC 1990 bei 3,3 und bei MC 2010 bei 7,8. Diese Verdoppelung resultiert daraus, dass die Wöhlerlinien der beiden Bemessungskonzepte nicht parallel verlaufen. Im maßgebenden Bereich weisen die neuen Wöhlerkurven flachere Neigungen auf, wodurch bei gleichem Spannungsniveau mehr Lastwechsel ertragen werden können und somit die Dauer der Spannungsumlagerung verzögert wird.

Variante	N_{fu} [LW]	N_{fg} [LW]	N_{fu} / N_{fg} [-]
A1.1	6.314	20.605	3,3
A1.2	748.164	5.820.100	7,8
B1.1	748.164	8.450.000	11,3
B1.2	21.000	277.000	13,2
B1.3	17.400.000	140.000.000	8,0
B2	748.164	5.700.000	7,6
B3	748.164	3.100.000	4,1

Tabelle 12: Gegenüberstellung der Simulationsergebnisse

Die B- Varianten unterscheiden sich in der Form der Ermüdungsfunktion, zusätzlich wurde bei B1 eine Sensitivitätsanalyse durchgeführt, die eine Variation der Betondruckspannungen, sowie des E-Moduls untersucht. Aufsteigend werden in B1 bis B3, der Zeitpunkt des Eintretens des Ermüdungsversagens anhand des E-Moduls variiert. In B1 tritt der Ermüdungsbruch bei einem verminderten E-Modul von 50% ein. In den anderen beiden Varianten erfolgt eine weitere Erhöhung um jeweils 10%. Die Versionen B1.1, B2 und B3 werden je mit den gemittelten Betondruckspannungen und Elastizitätskoeffizienten berechnet. Es ist zu beobachten, dass sich die Verlängerungsfaktoren um etwa den Wert 3,5 ändern, d.h. dass eine Veränderung des Eintrittspunktes des Ermüdungsversagens um 10%, bereits einen deutlichen Einfluss auf die Gesamtnutzungsdauer ausübt. Ein spröderes Betonverhalten führt somit zu einer kürzeren Nutzungsdauer des

Systems. Bei Variante B1.2 wurde die Betondruckspannung um 5% erhöht, bei B1.3 hingegen um 5% verringert. In absoluten Werten stellt sich das erwartete Ergebnis ein, dass die Spannungserhöhung eine kürzere Nutzungsdauer zur Folge hat. Relativ betrachtet führt jedoch die Spannungserhöhung zu einer längeren Laufzeit. Dieses Verhalten lässt sich darauf zurückführen, da die Spannungserhöhung im hochbelasteten Bereich eine zu Beginn höhere Schädigung herbeiführt, die im weiteren Verlauf bis zum Ermüdungsversagen nur mehr langsam zunimmt. Diese erhebliche Druckspannungsdifferenz im Querschnitt führt in Summe zu einer längeren Umlagerungsdauer, da der vordere Schaftabschnitt nach der Anfangsphase keine ermüdungsrelevanten Spannungen erhält und die Abtragung sich auf den Randbereich konzentriert.

Der Einfluss der E-Modul Variation ist vernachlässigbar, da die Änderung an jeder Stelle des Querschnittes gleichmäßig erfolgt und somit relativ gesehen keinen Unterschied ergibt. Die Verformungsänderung der Struktur infolge der Steifigkeitsänderung ist marginal. Für eine genauere Untersuchung müsste auch eine radiale E-Modul Veränderung vorgenommen werden.

Die Spannungsumlagerung führt letztendlich zu einer Verlängerung der Nutzungsdauer einer Windkraftanlage. Durch die progressive Interaktion der Beanspruchungs-, und Widerstandsseite bzw. durch die ständige Zustandsänderung der Struktur, kann kein globaler Verlängerungsfaktor ermittelt werden. Jedes System hat somit seine eigene Lebenslinie. Eine realistische Zustandsbewertung kann ausschließlich über die Implementierung der tatsächlichen Materialparameter erfolgen. Deshalb ist es von großer Bedeutung den wahren Wert dieser Betonparameter zu kennen.

7 REDUNDANZ UND ROBUSTHEIT

7.1 ALLGEMEINES

Die Bemessung eines Tragwerkes muss die Zuverlässigkeit über die geplante Lebensdauer sicherstellen. Dieses Zuverlässigkeitsniveau wird über eine allgemein akzeptierte Versagenswahrscheinlichkeit p_f definiert. Grundsätzlich erfolgt für eine Zustandsbewertung eine Gegenüberstellung zwischen Einwirkung S und Widerstand R , siehe Abbildung 61.

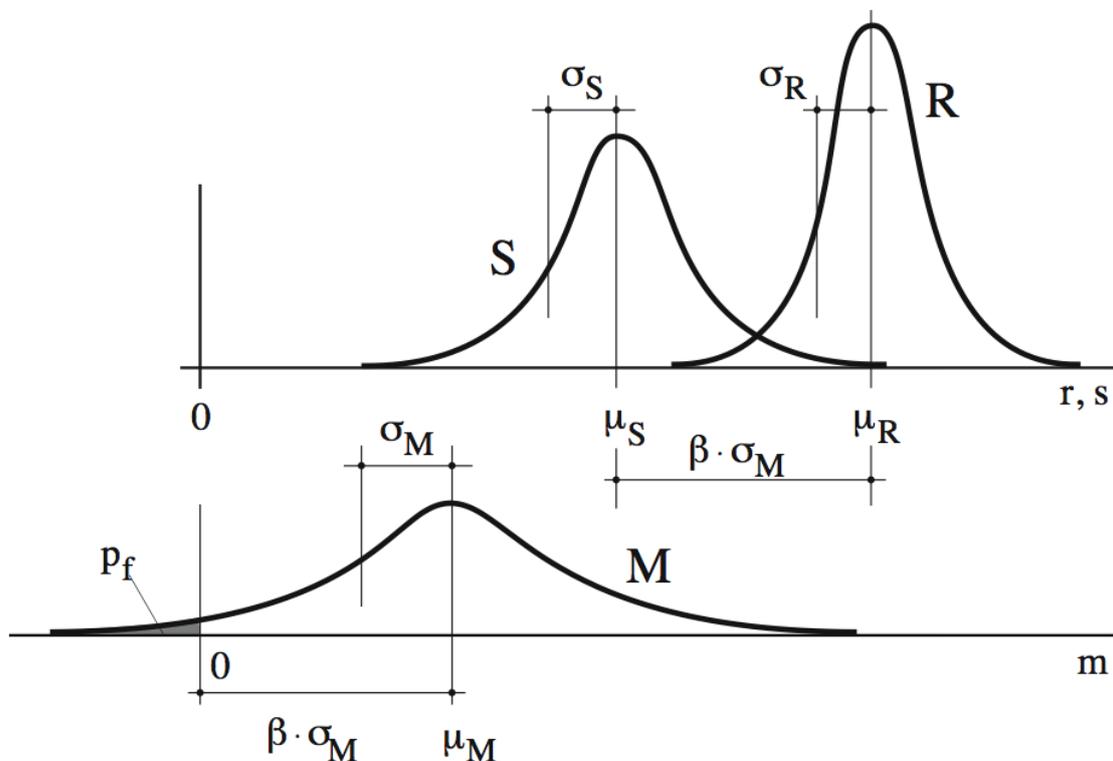


Abbildung 61: Vereinfachte Darstellung des Sicherheitskonzeptes, aus [25]

Beide Parameter werden hierfür durch ihre Dichteverteilung dargestellt und mittels Mittelwert μ_S bzw. μ_R , sowie durch die Standardabweichung σ_S bzw. σ_R beschrieben. Aus dem Überschneidungsbereich lässt sich die Versagenswahrscheinlichkeit p_f bestimmen. Dieser Überlappungsbereich kann wiederum normalverteilt abgebildet werden, wobei der linke Abszissenabschnitt das Versagen darstellt.

Generell tritt ein Versagen dann ein, wenn die Beanspruchung S größer als der Widerstand R ist. Dies kann mit der sogenannten Grenzzustandsfunktion (Gl. 7-1) ausgedrückt werden.

$$G = R - S \quad (7-1)$$

Als Beurteilungskriterium für die Zuverlässigkeit einer Struktur wird der Sicherheitsindex β herangezogen, der nach Gl. 7-2 berechnet wird. Die Aussage des β -Faktors ist, wie oft die Standardabweichung der Grenzzustandsfunktion zwischen dem Nullpunkt und dem Mittelwert passt [25]. Je größer dieser Wert ist, umso sicherer ist die betrachtete Struktur gegenüber einem Versagen.

$$\beta = \frac{\mu_G}{\sigma_G} = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad (7-2)$$

Für gewöhnlich werden diese Zuverlässigkeitsbeurteilungen nur an maßgebenden Einzelbauteilen durchgeführt. Dieser Ansatz führt jedoch bei speziellen Ingenieurtragwerken, wie es bei Offshore-Fundamenten der Fall ist, zu keinem repräsentativen Ergebnis, da das Gesamtsystemverhalten nicht situationsgerecht erfasst wird. Durch Umlagerungseffekte bzw. durch eine Änderung der Lastabtragungspfade kann ein partielles Strukturversagen dazu führen, dass die Gesamtsystemzuverlässigkeit dennoch erhalten bleibt [9]. Dieser Umstand erschwert es die tatsächlich vorhandene Tragwerkszuverlässigkeit quantitativ zu erfassen, deshalb wird das Sicherheitsniveau über die Redundanzeigenschaft bestimmt.

Wie bereits in den vorangegangenen Kapiteln näher beschrieben, findet bei der untersuchten Fallstudie, aufgrund der Betonermüdung eine Steifigkeitsreduktion innerhalb des Schaftquerschnittes statt. Dieser Degradationsvorgang führt wiederum zu einer Spannungsumverteilung, die letztendlich eine Laufzeitverlängerung bewirkt.

Dieses charakteristische Verhalten wird auch als Robustheit oder Redundanz bezeichnet und stellt im Allgemeinen eine Tragfähigkeitsreserve dar.

Redundanz ist die Eigenschaft eines Systems, Lasten umzulagern um weitere Lasten zu tragen, nachdem ein oder mehrere Teile die maximale Tragfähigkeit erreicht haben [9]. Diese Fähigkeit findet sich bei dem untersuchten Schaft wieder, da infolge von Ermüdungserscheinungen die Spannungen entsprechend umverteilt werden. Ein Offshore- Fundament kann somit als lastpfadredundantes Bauwerk bezeichnet werden, das zusätzliche Reserven bezüglich der Tragfähigkeit aufweist.

Robustheit ist die Eigenschaft eines bestimmten Bauteils, nach dem Versagen eines oder mehrerer Komponenten eine Last abzutragen [9].

Des Weiteren kann die Redundanz bzw. dessen quantitative Erfassung weiter eingeteilt werden, diese Thematik ist aber nicht unmittelbar Gegenstand der vorliegenden Ausarbeitung. Im Folgenden werden nur die für die Fallstudie relevanten Ansätze behandelt.

7.2 ROBUSTHEITSAKTOREN

Da es für die Erfassung der Redundanz keinen genormten Ansatz gibt, existieren folglich auch keine akzeptierten Zuverlässigkeits- und Sicherheitsniveaus, die anhand eines Zuverlässigkeitsindex β_R ausgedrückt werden können. Speziell für Offshore Strukturen wurden jedoch Kennzahlen definiert die es ermöglichen, die Redundanz quantitativ zu beschreiben. Ein Vorteil dieser Maßzahlen ist die System-Charakterisierung mit einer globalen Größe, die einen direkten Vergleich mit anderen Offshore- Konstruktionen erleichtert. Zusätzlich wurden in diesem Gebiet bereits Empfehlungen für Größenordnungen festgesetzt, die es ermöglichen indirekt auf die Versagenswahrscheinlichkeit zu schließen [9]. Der Sicherheitsindex β_R hingegen, zeigt eine Orts- und Zeitabhängigkeit. Die nachstehenden Berechnungsansätze wurden aus [9] entnommen und berücksichtigen ausschließlich den Werkstoff Beton.

7.2.1 Redundanzbeiwert β_R

Eine Möglichkeit die Zuverlässigkeit an einer redundanten Struktur zu erfassen, bietet der Redundanzbeiwert β_R [26], siehe Gl. 7-3.

$$\beta_R = \frac{\beta_{intact}}{\beta_{intact} - \beta_{damaged}} \quad (7-3)$$

Die verwendeten Sicherheitsfaktoren β_{intact} bzw. $\beta_{damaged}$ beziehen sich dabei auf den Sicherheitsindex des intakten bzw. des geschädigten Tragsystems, wobei die Schädigung in diesem expliziten Fall durch die Betonermüdung entsteht. Die Ermittlung des β -Faktors wurde bereits anfänglich erörtert. Ausgangspunkt bildet die Gegenüberstellung des Widerstandes mit der Belastung. Als Parameter werden die Spannungen herangezogen. Die Spannungen der Beanspruchungsseite werden infolge des Einstufenlastkollektives hervorgerufen und mittels der numerischen Simulation erfasst. Die Materialfestigkeit in Form der Ermüdungsfestigkeit $f_{ck,fat}$ bildet die Widerstandsseite der Struktur. Aufgrund der Spannungsumlagerung verändern sich die Betondruckspannungen über die Nutzungsdauer des Testfundamentes. Die Widerstandsseite wird hingegen über die Laufzeit als konstant angenommen, da die dynamische Beanspruchung keine erhebliche Reduktion der Druckfestigkeit in der Betonmatrix bewirkt.

In Abbildung 63 wird die Veränderung des β - Index im vorderen und äußeren Schaftbereich über die Laufzeit abgebildet. Dazugehörend wird in Abbildung 63 der Redundanzbeiwert β_R gezeigt. Die Darstellung erfolgt wie zuvor die Schädigungsberechnung, exemplarisch anhand Variante B3. Zusätzlich wurde der Einfluss der Verteilungsbreite mithilfe des Variationskoeffizienten dargestellt. Eine breitere Verteilung reduziert wie erwartet den Sicherheitsindex β . Prinzipiell erkennt man auch hier das komplementäre Verhalten der Schaftbereiche. Zu Beginn weist der Hotspot das geringste Sicherheitsniveau auf, dies lässt sich auf die hohe Betondruckspannung in diesem Bereich zurückführen. Infolge der fortwährenden Spannungsumlagerung steigt der Sicherheitsindex stetig an.

Der Randbereich zeigt hingegen ein umgekehrtes Bild. Durch den kontinuierlichen Spannungszuwachs verringert sich hier der β -Index. Bei etwa 30% der Simulationslaufzeit wird das festgelegte Abbruchkriterium erreicht, d.h. dass 22% des Schaftumfanges ermüdungsgeschädigt sind. Die vertikale Linie stellt die Grenze der theoretischen Nutzungsdauer, unter Berücksichtigung der Spannungsverteilung dar. Somit zeigt die Struktur am Ende der Lebensdauer, in Abhängigkeit der Verteilungsbreite einen Sicherheitsindex von 2,7 bzw. 1,4. Dieser Größenunterschied verdeutlicht, dass eine möglichst exakte Bestimmung der vorherrschenden Materialparameter von großer Bedeutung für eine Zuverlässigkeitsbeurteilung ist.

Für eine umfassende Zustandsbewertung müsste allerdings die Entwicklung der Widerstandsseite detaillierter erfasst werden. Der vordere Schaftbereich zeigt eine stetige Sicherheitszunahme, aufgrund der stagnierend angenommenen Betondruckfestigkeit, dies widerspricht dem tatsächlichen Verhalten, da der Widerstand nicht ausschließlich über die Druckfestigkeit des Betons beschrieben werden kann.

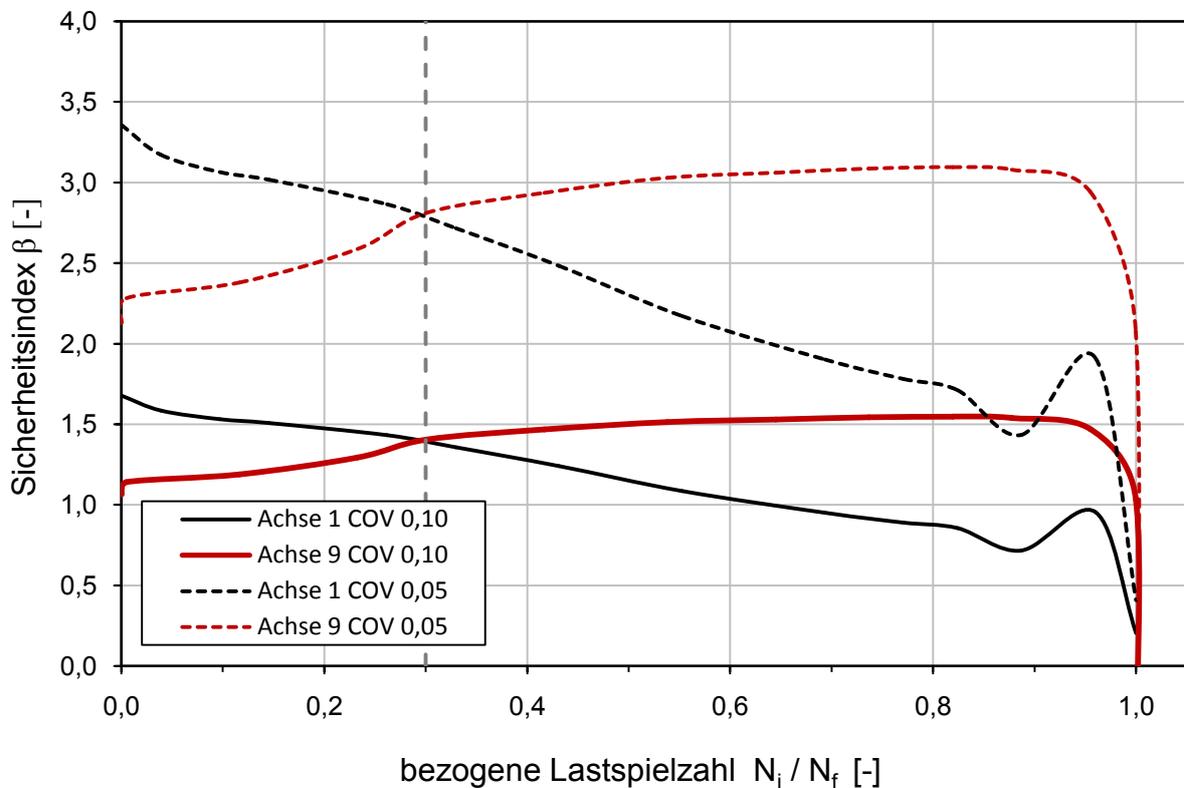


Abbildung 62: Entwicklung des Sicherheitsindex β über die Laufzeit

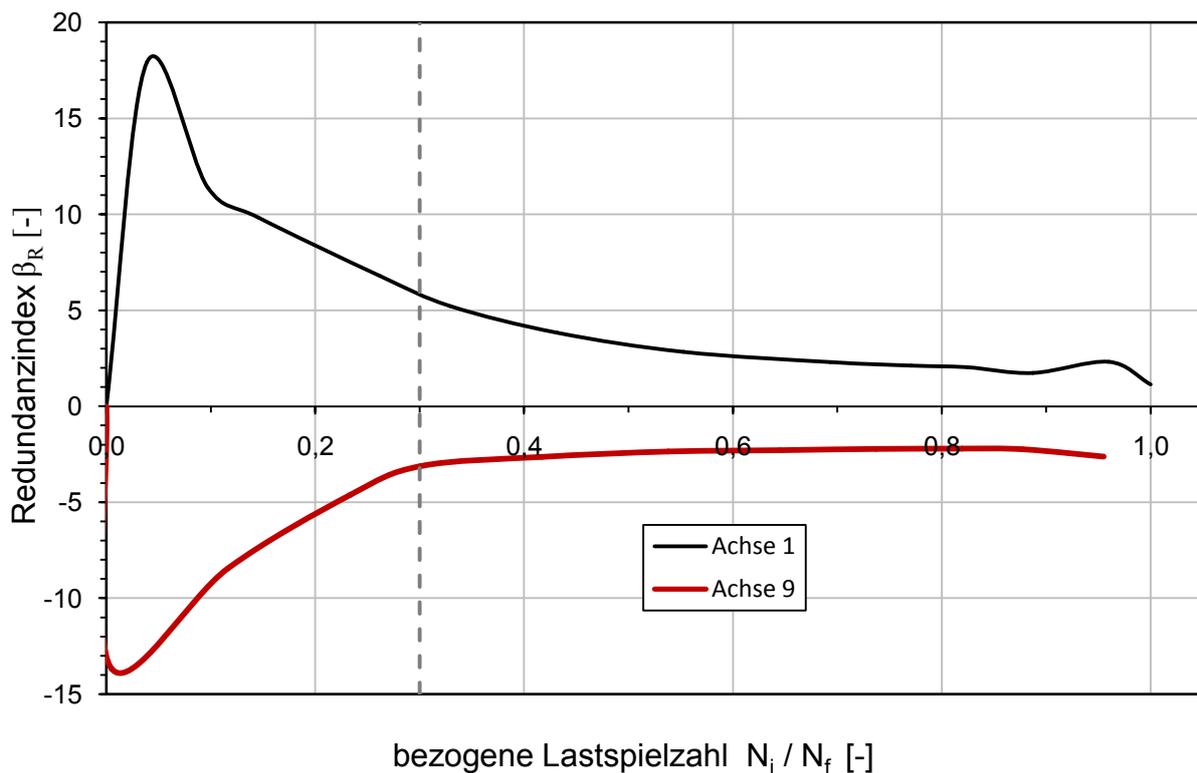


Abbildung 63: Entwicklung des Redundanzbeiwertes β_R über die Laufzeit

Obenstehende Abbildung zeigt die Veränderung des Redundanzindex β_R bei fortwährender Beanspruchungsdauer. Der Variationskoeffizient hat keinen Einfluss auf den Verlauf, da ausschließlich die Redundanz betrachtet wird. Der Berechnungsansatz lt. Gl. 7-3 zeigt, dass der geschädigte Zustand auf die intakte Struktur bezogen wird, weshalb beide Schaftbereiche (Achse 1 und 9) bei 0,0 beginnen. Der Hotspot- Bereich verringert in Bezug zur anfänglichen Situation stetig seine Betondruckspannung, wodurch der Wertebereich negativ ist. Es ist zu beobachten, dass sich beide Verläufe einen Wert von ungefähr 2,5 bzw. -2,5 nähern, dieser Betrag charakterisiert die größtmögliche Umverteilung, d.h. das die Spannung die vorne abgegeben wurde, im Randbereich in gleicher Relation hinzugekommen ist. Die maximale theoretische Nutzungsdauer der Struktur wird durch die vertikale Linie bei etwa 30% der Dauer dargestellt, somit

ergibt sich am Lebensende ein Index von 6 bzw. -3. Dies bedeutet, dass zu diesem Zeitpunkt, die Umverteilung im Randbereich erst zur Hälfte abgeschlossen ist. Generell ist eine Umlagerungsträgheit zu erkennen. In Achse 9 findet bis etwa 40% der simulierten Laufzeit eine deutliche Umlagerung statt, in Achse 1 hingegen wird erst bei etwa 70% ein vorläufiger Endwert erreicht.

Dieser vorgestellte Ansatz stellt eine Möglichkeit zur Redundanz erfassung dar, jedoch wurden für den Redundanzbeiwert β_R noch keine angestrebten Größenordnungen definiert.

Die vorstehende Zuverlässigkeitsanalyse wurde anhand des Grenzzustandes der Tragfähigkeit geführt, jedoch kann die Widerstandsseite durch die alleinige Beschreibung der Betondruckfestigkeit nicht ausreichend quantifiziert werden. Desweiteren lässt sich die Entwicklung der Druckfestigkeit nur unzureichend messtechnisch erfassen, weshalb dieser Parameter auch keine geeignete Möglichkeit darstellt den Verlauf der Betonermüdung zu beschreiben. Aus diesem Grund lässt der Bezug auf die Betondruckfestigkeit keine entsprechende Zuverlässigkeitsaussage zu. Weiterführend müsste für eine detaillierte Beurteilung auch die Bewehrung mitberücksichtigt werden.

Eine Zuverlässigkeitsanalyse der Gebrauchstauglichkeit wird über die Verdrehung des Schaftes geführt, jedoch liegt für die untersuchte Struktur die Größenordnung der Einwirkungsseite um das 100-fache niedriger als der Widerstand.

Wie bereits in Kapitel 2 beschrieben wurde, eignen sich die Dehnung bzw. der E-Modul als Indikator für die Beschreibung des Betonermüdungsprozesses. Mithilfe dieser Faktoren kann jedoch keine direkte Sicherheitsbewertung durchgeführt werden. Allerdings kommt es aufgrund dieser Parameter zu einem Umlagerungsprozess der eine Redundanzquantifizierung ermöglicht, demzufolge könnte theoretisch eine indirekte Beziehung zwischen der Entwicklung des Steifigkeitskoeffizienten und der Zuverlässigkeit aufgestellt werden. Somit könnte die Strukturbeurteilung über den Grenzzustand der Betonermüdung geführt werden.

7.2.2 Reserve Strength Ratio RSR

Für Offshore- Bauwerke werden explizite Kenngrößen vorgeschlagen um die Strukturen hinsichtlich ihrer Robustheits- bzw. Redundanzeigenschaften zu beschreiben [27]. Eine davon wird in Gl. 7-4 dargestellt. Das Reserve Strength Ratio RSR, ist der Koeffizient aus Strukturtragfähigkeit $Q_{ultimate}$ und Bemessungslast Q_{design} .

$$RSR = \frac{Q_{ultimate}}{Q_{design}} \quad (7-4)$$

Dieser Faktor sollte den Wert von $1,92 + 0,277 Re$ aufweisen, wobei Re das Verhältnis zwischen Eigengewicht und Umweltbelastung darstellt [8]. Für den untersuchten Fall ergibt sich für $Re = 8,13$. Als Umweltbelastung wurde die Horizontalkraft (945 kN) des Unwuchterregers angesetzt. Das Eigengewicht des Stahlbetonschafes beläuft sich auf 7.687 kN, somit ergibt sich ein angestrebter RSR-Wert von 4,17. Für $Q_{ultimate}$ wird die Ermüdungsfestigkeit von $54,4 \text{ N/mm}^2$, und für Q_{design} die maximal erwartete Betondruckspannung im Hotspot von $46,77 \text{ N/mm}^2$ eingesetzt.

Insofern erzielt man für das querschnittgeschwächte Testfundament einen Wert von 1,16. Vergleichsweise wurde auch der RSR-Wert für den ungeschwächten Zustand ermittelt, wobei hier die maximale Betondruckspannung bei $7,19 \text{ N/mm}^2$ liegt. Aufgrund der niedrigeren Spannung ergibt sich ein RSR von 7,57.

Dieser Ansatz bietet den Vorteil, dass auf einfache und schnelle Weise ein Indikator für die Redundanz ermittelt werden kann, jedoch beschränkt sich die Aussagekraft auf einen Spannungsvergleich des intakten Systems. Mit der nachfolgend vorgestellten Kennzahl kann auch die Schädigung mitberücksichtigt werden

7.2.3 Damaged Strength Ratio DSR

$$DSR = \frac{Q_{damaged}}{Q_{design}} \quad (7-5)$$

Die Tragfähigkeit einer dynamisch beanspruchten Betonmatrix bleibt bis zum Erreichen des Ermüdungsversagens annähernd erhalten, wodurch der Faktor $Q_{damaged}$ wieder als Ermüdungsfestigkeit mit $54,4 \text{ N/mm}^2$ ausgedrückt werden kann. Die Bemessungslast Q_{design} hingegen weist aufgrund der Spannungsumverteilung einen geringeren Wert auf. Als Bezugspunkt werden die Spannungsverhältnisse bei dem Erreichen des Abbruchkriteriums für die Ermittlung von DSR herangezogen. Um eine Vergleichsbasis zu schaffen wurde wie bei RSR der gleiche Abschnitt verwendet, der eine reduzierte Betondruckspannung von $44,5 \text{ N/mm}^2$ aufweist. Es ergibt sich somit ein DSR von 1,22.

Mithilfe dieser vereinfachten Berechnungsansätze lassen sich Rückschlüsse auf die Gesamtzuverlässigkeit ziehen.

8 CONCLUSIO

Diese Ausarbeitung zeigt, dass der aktuelle Bemessungsansatz bezüglich der Betonermüdung, das reale Ermüdungsverhalten einer derartigen Betonstruktur, nur unzureichend abbildet. Da Speziell bei Offshore Windkraftanlagen der Grenzzustand der Ermüdung bemessungsrelevant ist, kommt es zu überdimensionierten Querschnitten, zu einer zu konservativen Einschätzung des Schädigungsgrades und somit zu einer verkürzten Nutzungsdauerannahme. Dieses Bemessungskonzept lässt keine optimale bzw. ökonomische Nutzung zu. Überdies wird darauf hingewiesen, dass eine geringfügige Abweichung der Eingangsparameter, eine deutlich unterschiedliche aufnehmbare Bruchlastzahl hervorbringt, dies ist auf die hohe Sensibilität des Rechenapparates zurückzuführen. Weshalb eine möglichst exakte Erhebung der Materialparameter erforderlich ist.

Das Hauptziel dieser vorliegenden Arbeit war zu zeigen, dass es aufgrund der partiell fortschreitenden Ermüdungsschädigung zu einer Spannungsumlagerung kommt, welche wiederum eine Laufzeitverlängerung mit sich bringt. Dieser Prozess spiegelt das reale Ermüdungsverhalten einer Windkraftanlage wieder. Die Ergebnisse streuen von einer 3- bis 13-fachen Laufzeitverlängerung, wobei an dieser Stelle nochmals erwähnt werden muss, dass diese Werte nur für diese konkrete Fallstudie mit den entsprechenden Randbedingungen gültig sind. Es kann keine globale Aussage mittels eines Verlängerungsfaktors getätigt werden, da zu viele Variablen vorhanden sind. Jede Struktur weist seine eigene charakteristische „Lebenslinie“ auf, die mithilfe eines wie zuvor beschriebenen numerischen Modelles, gezeigt werden kann.

Weiters sollte gezeigt werden, auf welche Art und Weise diese Umverteilung abläuft bzw. durch welche Faktoren sie beschrieben werden kann und welche Charakteristiken diese Parameter aufweisen. Wie erwartet, reduziert sich die Betondruckspannung in den anfänglich hochbelasteten Bereichen zuerst und lagert sich mit fortschreitender Dauer zu den Randbereichen um. Die Entwicklung der Materialsteifigkeit zeigt ein ähnliches Bild, wobei hier anstelle einer Umlagerung eine fortwährende Abnahme stattfindet. Da sich die Bruchlastspielzahl entgegengesetzt der Betonspannung verhält, weist dieser Faktor am Ende der Simulation ein zur Gänze umgedrehtes Bild auf.

Als maßgebender Parameter für die Betonerermüdung hat sich der E-Modul heraus gegliedert, da er einerseits unmittelbar für die Spannungsumverteilung verantwortlich ist und andererseits auch die Entwicklung an der realen Struktur entsprechend monitoiert werden kann, d.h. dass die gemessenen Daten einer Materialsteifigkeitsmessung zB.: mithilfe von Ultraschall, in die numerische Modellierung implementiert werden können, und somit die Restlebensdauer bestimmt werden kann. Generell bildet die Entwicklung des Elastizitätskoeffizienten, eine bessere Lebensdauereinschätzung als der bisher verwendete Ansatz über die Bruchlastspielzahl, da der Bezug auf die stark streuende Betondruckfestigkeit umgangen werden kann.

In weiterer Folge wurde überblicksmäßig anhand dieses Testfundaments, der Vorgang zur Zuverlässigkeitsbeurteilung einer redundanten Struktur gezeigt. Da der konventionelle Ansatz keine repräsentative Aussage liefert, wird das Sicherheitsniveau über die Redundanz abgeleitet.

Fakt ist, dass die maximal mögliche Nutzungsdauer bzw. die Systemzuverlässigkeit einer realen Struktur nicht a priori simuliert werden kann, da die Interaktion zwischen Einwirkung und Widerstand eine räumliche und zeitliche Verteilung aufweist. Aus diesem Grund ist der Einsatz eines Monitoringsystems für eine Zustandsbewertung unabdingbar. Darüber hinaus kann über ein überwachungsbasiertes Zustandsbewertungsverfahren, eine Optimierung von Inspektions- und Reparaturstrategien erfolgen, wodurch effektiv Kosten reduziert werden können [28]. Eine Verlängerung der Lebensdauer, einer Offshore-Windkraftanlage, resultiert letztendlich in einer wirtschaftlicheren Ausnutzung, wodurch die Attraktivität dieser Energiegewinnung wieder gesteigert werden kann.

Leider kamen die Ermüdungsversuche an dem Testfundament in Cuxhaven nicht zustande, wodurch keine Gegenüberstellung der Simulationsergebnisse und der realen Messdaten möglich ist.

9 LITERATURVERZEICHNIS

- [1] EWALD, J. www.researchmatters.noaa.gov/news/Pages/CarbonDioxideatMauntLoareaches400ppm (Zugriff am 23. Mai 2013).
- [2] www.e-control.at/de/Konsumenten/oeko-energie/klima-und-umwelt/20-20-20-ziele (Zugriff am 23. Mai 2013).
- [3] www.de.statista.com/statistik/daten/studie/74706/umfrage/windkraftkapazitaeten-auf-see-2013 (Zugriff am 25. Mai 2013).
- [4] JÄPPELT, U., und R. HARTE. *BÜV-Empfehlungen für die Überwachung von Windenergieanlagen*. Bd. H. 8, 542-544. Ernst & Sohn, 2012.
- [5] GRÜNBERG, J., und J. GÖHLMANN. *Schädigungsberechnung an einem Spannbetonschaft für eine Windenergieanlage unter mehrstufiger Ermüdung*. Bd. H. 8, 557-570. Ernst & Sohn, 2006.
- [6] STRAUSS, A, et al. „Experimentelle Überprüfung der Ermüdungsnachweise für Stahlbeton gemäß CEB-FIB Model Code.“
- [7] FROHBÖSE, P. „Entwicklung von Teilen einer Richtlinie zur Restnutzungsdauer von Windenergieanlagen.“ Hamburg, 2004.
- [8] MANG, H., und G. HOFSTETTER. *Festigkeitslehre*. Bd. 3. Auflage, S.75. Springer Verlag.
- [9] URBAN, S., A. STRAUSS, W. MACHO, K. BERGMESTER, C. DEHLINGER, und M. REITERER. *Zyklisch belastete Betonstrukturen*. Bd. H.11, 737-753. Ernst & Sohn, 2012.
- [10] Verein Deutscher Zementwerke. *Zement-Taschenbuch 2000*. Düsseldorf: Bau+Technik, 2000.
- [11] ZILCH, K., und G. ZEHETMAIER. „Bemessung im konstruktiven Betonbau, nach DIN 1045-1 und DIN EN 1992-1-1.“ 70-71. Springer.

- [12] HOHBERG, R. „Zum Ermüdungsverhalten von Beton.“ Fakultät VI Bauingenieurwesen u. Angewandte Geowissenschaften, Berlin, 2004.
- [13] KÖNIG, G, und I. DANIELEWICZ. *Ermüdungsfestigkeit von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen mit Erläuterungen zu den Nachweisen gemäß CEB-FIP Model Code 1990*. Bd. H. 439, in *Deutscher Ausschuss für Stahlbetons*. Beuth, 1994.
- [14] HURSIT, I. „Ermüdungsverhalten von Beton unter Druckschwellbeanspruchung.“ Fakultät für Bau-Umweltingenieurwissenschaften, Bochum, 2008.
- [15] WEFER, M. „Materialverhalten und Bemessungswerte von ultrahochfestem Beton unter einaxialer Ermüdungsbeanspruchung.“ Fakultät für Bauingenieurwesen und Geodäsie, Hannover, 2010.
- [16] AWAD, M.E., und H.K. HILSDORF. „Strength and deformation characteristics of plain concrete subjected to high repeated and sustained loads.“ University of Illinois, 1971.
- [17] „CEB FIB Model Code 2010, Final Draft Volume 2.“ 2012.
- [18] „CEB-FIB Model Code 2010, Final Draft Volume 1.“ 2012.
- [19] PETKOVIC´, G., R. LENSCHOW, H. STEMLAND, und S. ROSSELAND. „Fatigue of High-Strength Concrete.“ Detroit: American Concrete Institute, 1990.
- [20] TUE, N. V., und S. MUCHA. *Ermüdungsfestigkeit von hochfestem Beton unter Druckbeanspruchung*. Bd. H. 7, 497-504. Ernst & Sohn, 2006.
- [21] LOHAUS, L, N ONESCHKOW, K ELSMEIER, und J. HÜMME. *Ermüdungsverhalten von Hochleistungsbetonen in Windenergieanlagen*. Bd. H. 8, 533-541. Ernst & Sohn, 2012.
- [22] URBAN, S, A. STRAUSS, R., REITERER, M. WAGNER, und C. DEHLINGER. *Experimentelle Untersuchung von ermüdungsbeanspruchten Betonstrukturen zur Feststellung des realen Schädigungsgrades*. Bd. H. 7, Herausgeber: Beton- und Stahlbetonbau, 463-475. Ernst & Sohn, 2012.

- [23] GRÜNBERG, J., und J. GÖHLMANN. „Betonkalender, Windenergieanlagen in Stahlbeton- und Spannbetonbauweise.“ Ernst & Sohn, 2011.
- [24] EC2. *Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau.* 2005.
- [25] SCHNEIDER, J. „Sicherheit und Zuverlässigkeit im Bauwesen.“ 2007.
- [26] FRANGOPOL, D.M., und J.P. CURLEY. *Effects of damage and redundancy on structural reliability.* New York: Journal of structural engineering, 1987.
- [27] ERSDAL, G., und E. HÖRNLUND. „Experience from Norwegian programme on ageing and life extension.“ 2011.
- [28] THÖNS, S., H. M. FABER, RÜCKER, und W. *Optimierung des Managements der Tragwerksintegrität für Offshore-Windenergieanlagen.* Bd. H. 8, 525-532. Ernst & Sohn, 2012.

10 ANHANG

10.1 ANHANG: ANALYTISCHE BESCHREIBUNG DER WÖHLERLINIEN

Model Code 1990:

Die Lastspielzahl wird anhand folgender Gleichungen ermittelt.

$$\log N_1 = (12 + 16 \cdot S_{cd,min} + 8 \cdot S_{cd,min}^2) \cdot (1 - S_{cd,max})$$

$$\log N_2 = 0,2 \cdot \log N_1 \cdot (\log N_1 - 1)$$

$$\log N_3 = \log N_2 \cdot (0,3 - 0,375 \cdot S_{cd,min}) / \Delta S_{cd}$$

Geltungsbereich:

- a) wenn $\log N_1 < 6$ dann ist $\log N = \log N_1$
- b) wenn $\log N_1 > 6$ und $\Delta S_{cd} > 0,3 - 0,375 S_{cd,min}$ dann ist $\log N = \log N_2$
- c) wenn $\log N_1 > 6$ und $\Delta S_{cd} < 0,3 - 0,375 S_{cd,min}$ dann ist $\log N = \log N_3$

Model Code 2010:

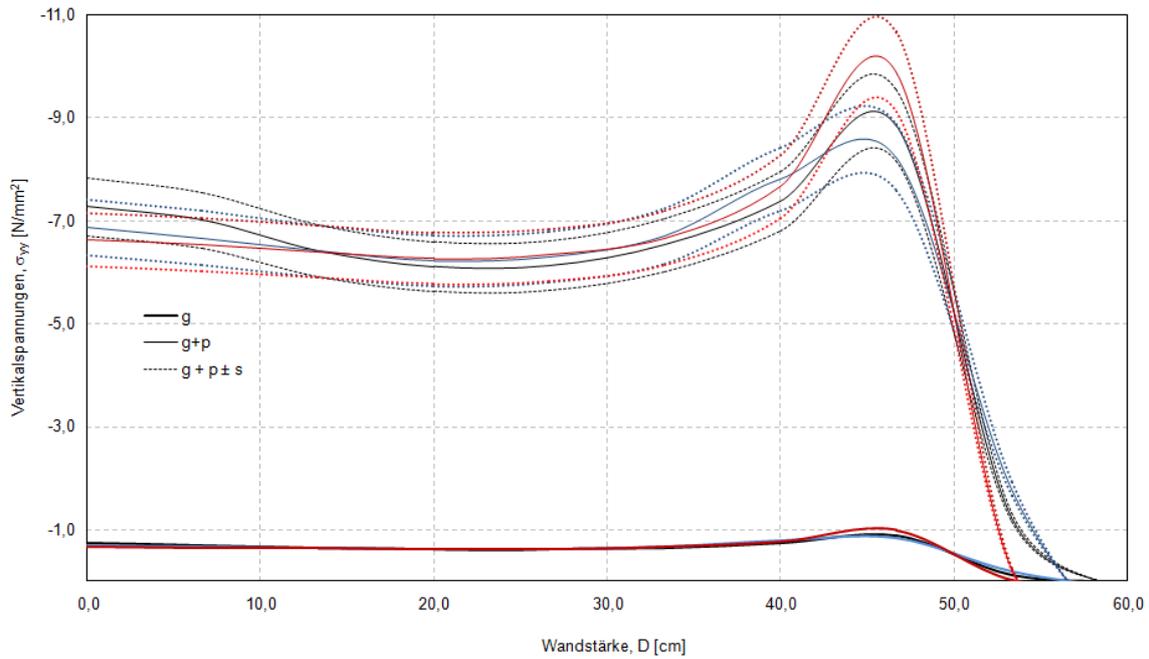
$$\log N_1 = \frac{8}{\left(\frac{0,45 + 1,8 \cdot S_{cd,min}}{1 + 1,8 \cdot S_{cd,min} - 0,3 \cdot S_{cd,min}^2} \right) - 1} \cdot (S_{cd,max} - 1)$$

$$\log N_2 = 8 + \frac{8 \cdot \ln(10)}{\left(\frac{0,45 + 1,8 \cdot S_{cd,min}}{1 + 1,8 \cdot S_{cd,min} - 0,3 \cdot S_{cd,min}^2} \right) - 1} \cdot \left[\left(\frac{0,45 + 1,8 \cdot S_{cd,min}}{1 + 1,8 \cdot S_{cd,min} - 0,3 \cdot S_{cd,min}^2} \right) - S_{cd,min} \right] \cdot \log \left(\frac{S_{cd,max} - S_{cd,min}}{\left(\frac{0,45 + 1,8 \cdot S_{cd,min}}{1 + 1,8 \cdot S_{cd,min} - 0,3 \cdot S_{cd,min}^2} \right) - S_{cd,min}} \right)$$

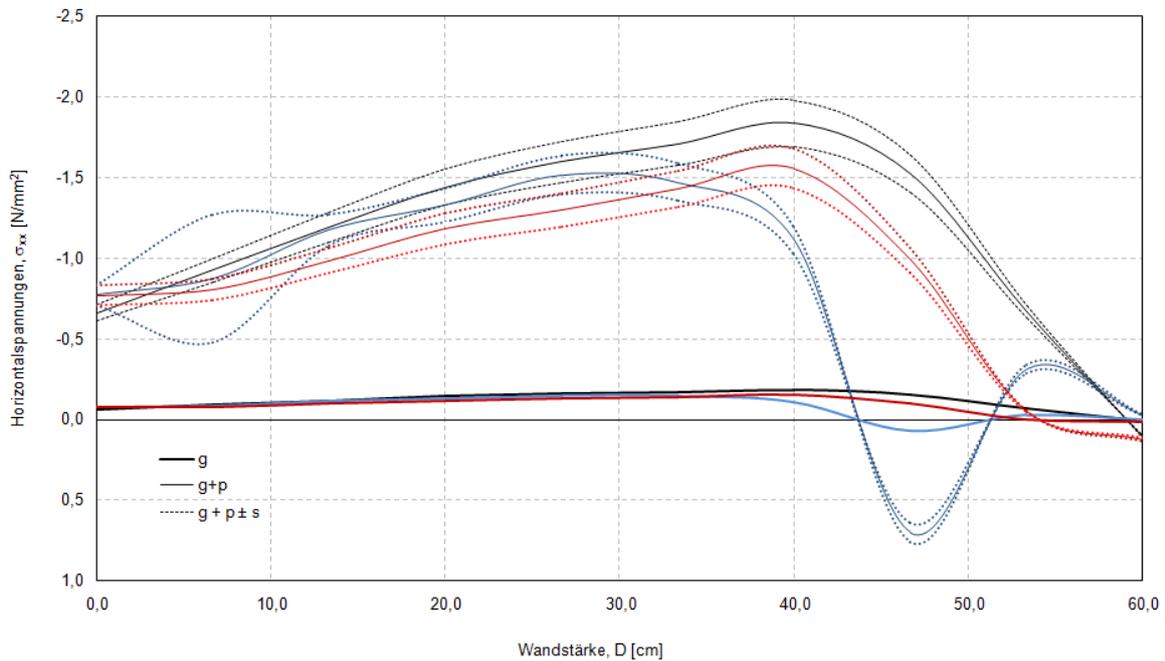
Geltungsbereich:

- a) wenn $\log N_1 < 8$ dann $\log N = \log N_1$
- b) wenn $\log N_1 > 8$ dann $\log N = \log N_2$

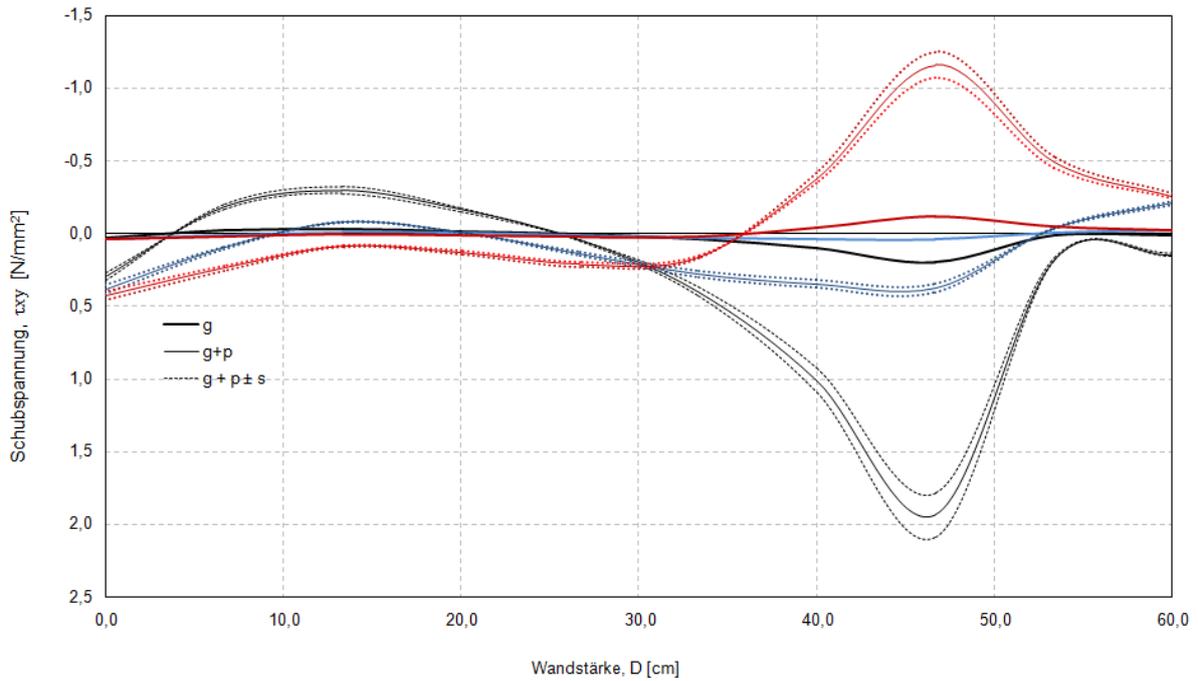
10.2 ANHANG: AUSWERTUNG DES ATENA FE-MODELS-10CM SCHNITT



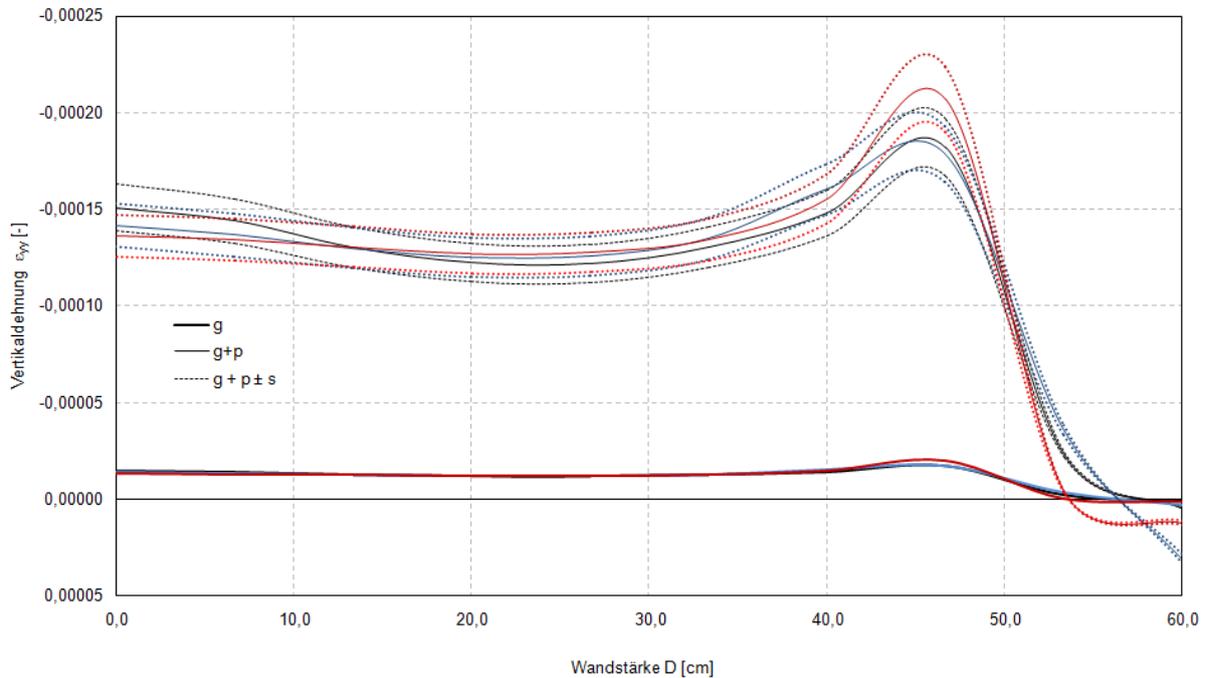
Vertikalspannungen, parallel zur Schaftoberfläche in vertikaler Richtung für den Lastfall ständige Last g , ständige Last + Vorspannung $g + p$, und ständige Last + Vorspannung + Dynamische Lasten $g + p + q$ bei einer Schnitttiefe von 10 cm; (a) schwarz: Spannungen 2 cm horizontal unter der oberen Schnittfläche, (b) blau: Spannungen 10 cm horizontal unter der oberen Schnittfläche, und (c) rot: Spannungen 15 cm horizontal unter der oberen Schnittfläche



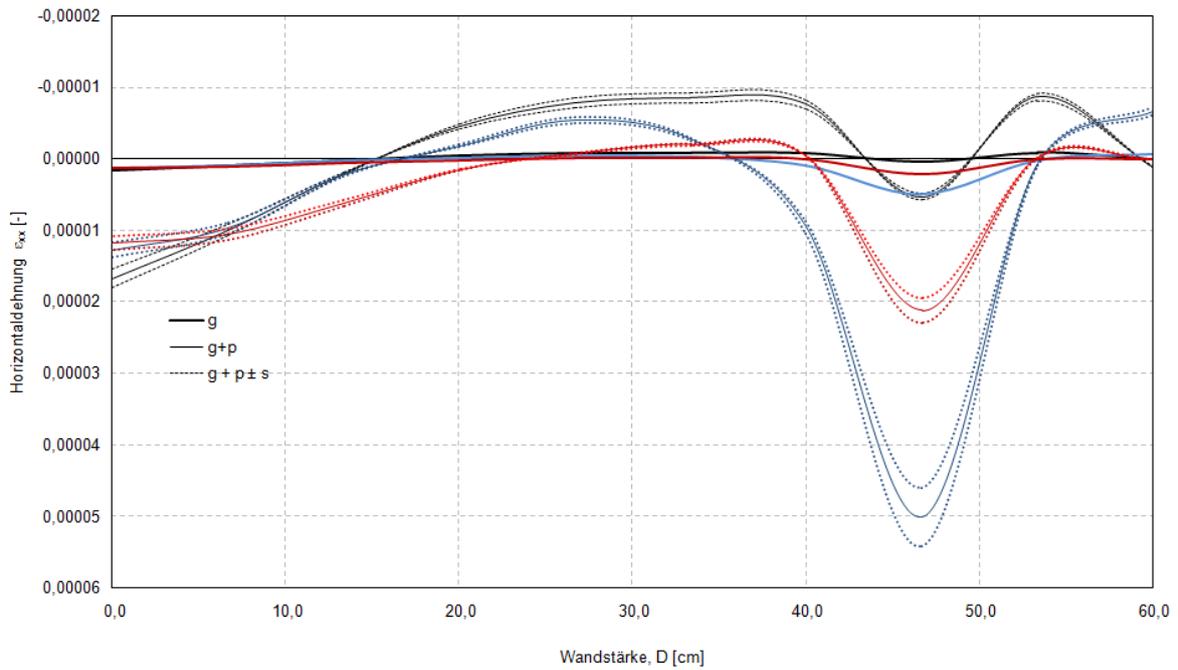
Horizontalspannungen, parallel zur Schnittkante für den Lastfall ständige Last g , ständige Last + Vorspannung $g + p$, und ständige Last + Vorspannung + Dynamische Lasten $g + p + q$ bei einer Schnitttiefe von 10 cm; (a) schwarz: Spannungen 2 cm horizontal unter der oberen Schnittfläche, (b) blau: Spannungen 10 cm horizontal unter der oberen Schnittfläche, und (c) rot: Spannungen 15 cm horizontal unter der oberen Schnittfläche



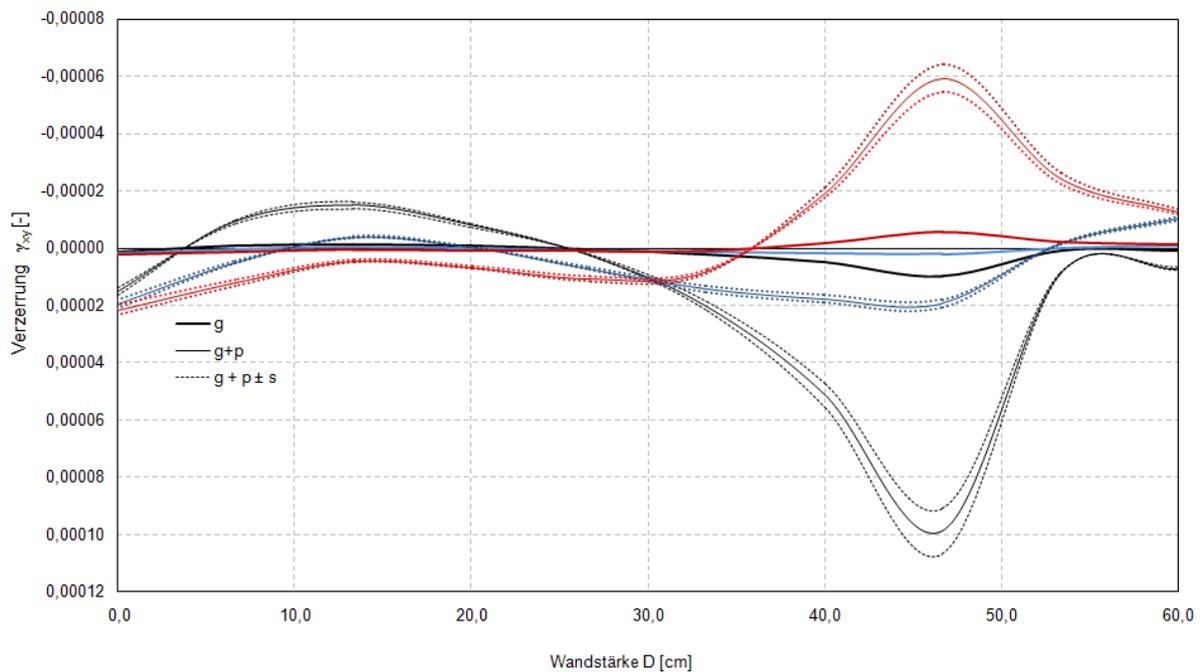
Schubspannungen, für den Lastfall ständige Last g , ständige Last + Vorspannung $g + p$, und ständige Last + Vorspannung + Dynamische Lasten $g + p + q$ bei einer Schnitttiefe von 10 cm; (a) schwarz: Schubspannungen 2 cm horizontal unter der oberen Schnittfläche, (b) blau: Schubspannungen 10 cm horizontal unter der oberen Schnittfläche, und (c) rot: Schubspannungen 15 cm horizontal unter der oberen Schnittfläche



Vertikaldehnung, für den Lastfall ständige Last g , ständige Last + Vorspannung $g + p$, und ständige Last + Vorspannung + Dynamische Lasten $g + p + q$ bei einer Schnitttiefe von 10 cm; (a) schwarz: Dehnung 2 cm horizontal unter der oberen Schnittfläche, (b) blau: Dehnung 10 cm horizontal unter der oberen Schnittfläche, und (c) rot: Dehnung 15 cm horizontal unter der oberen Schnittfläche

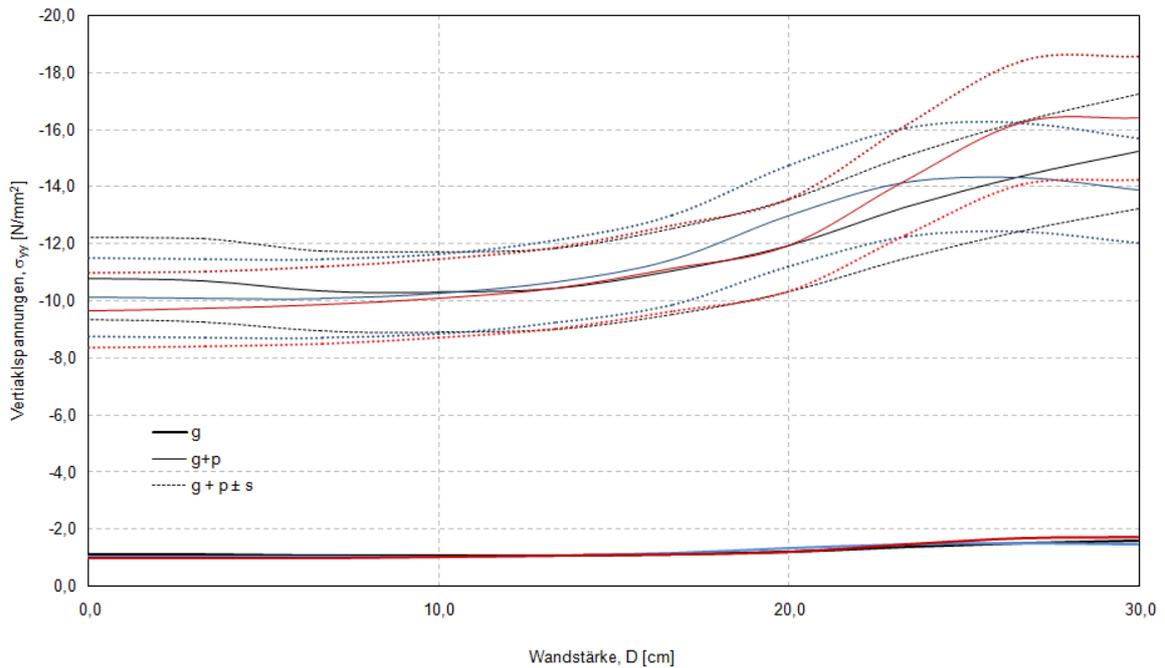


Horizontaldehnung, für den Lastfall ständige Last g , ständige Last + Vorspannung $g + p$, und ständige Last + Vorspannung + Dynamische Lasten $g + p + q$ bei einer Schnitttiefe von 10 cm; (a) schwarz: Dehnung 2 cm horizontal unter der oberen Schnittfläche, (b) blau: Dehnung 10 cm horizontal unter der oberen Schnittfläche, und (c) rot: Dehnung 15 cm horizontal unter der oberen Schnittfläche

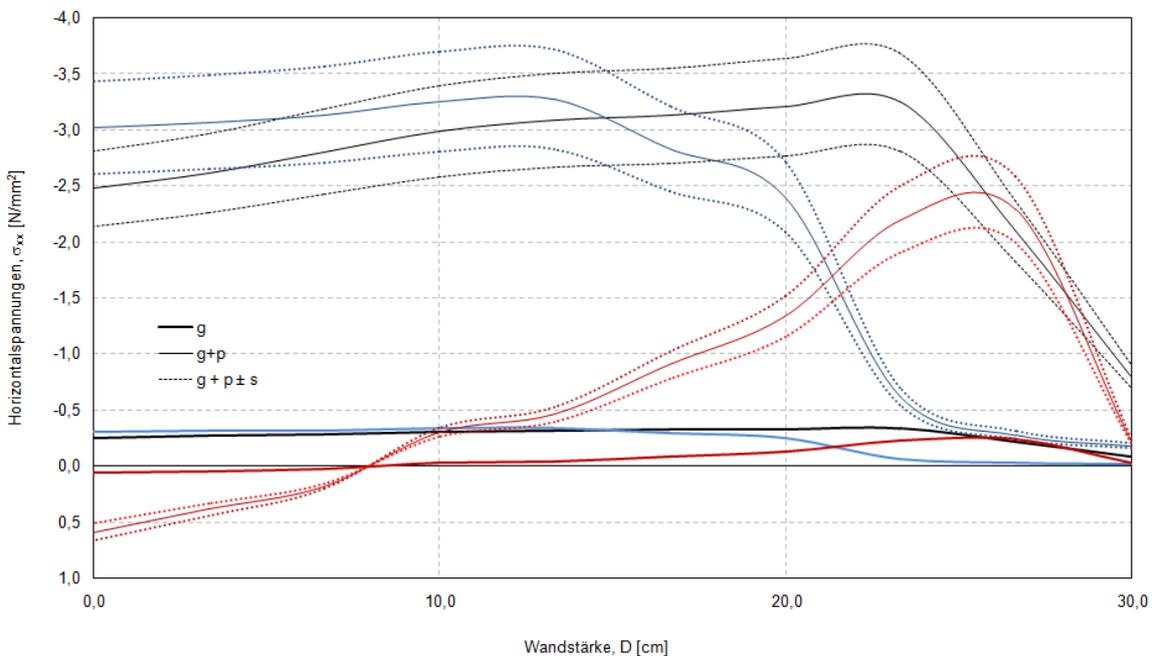


Verzerrung, für den Lastfall ständige Last g , ständige Last + Vorspannung $g + p$, und ständige Last + Vorspannung + Dynamische Lasten $g + p + q$ bei einer Schnitttiefe von 10 cm; (a) schwarz: Verzerrung 2 cm horizontal unter der oberen Schnittfläche, (b) blau: Verzerrung 10 cm horizontal unter der oberen Schnittfläche, und (c) rot: Verzerrung 15 cm horizontal unter der oberen Schnittfläche

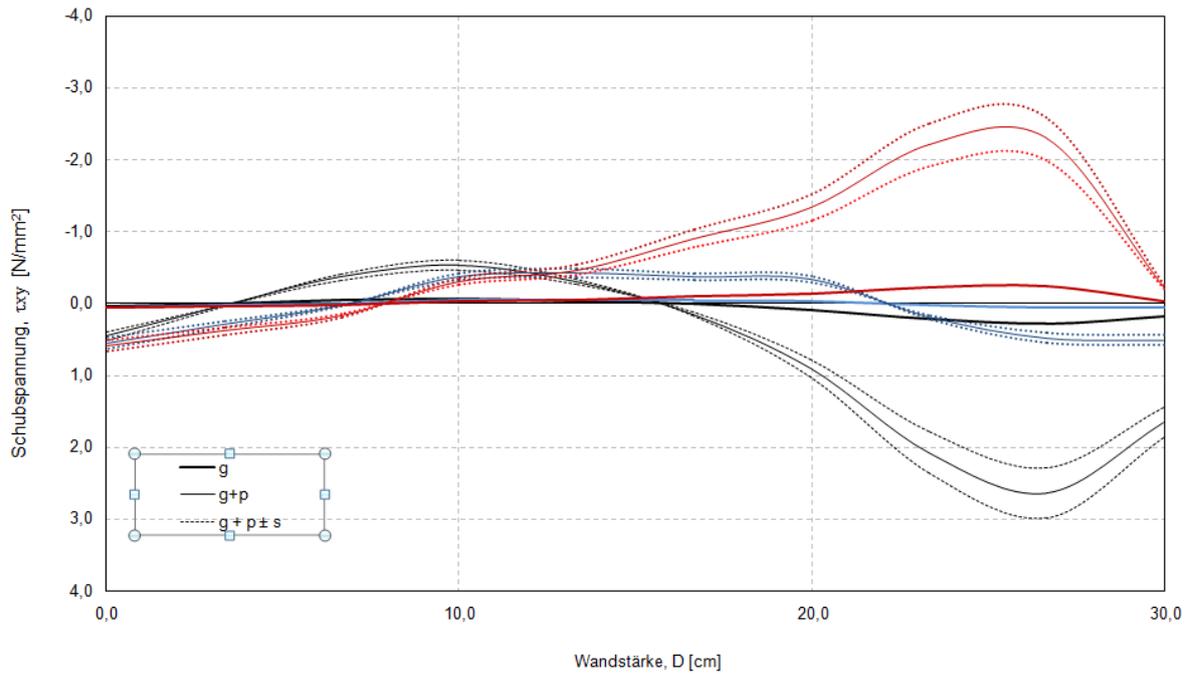
10.3 ANHANG: AUSWERTUNG DES ATENA FE-MODELS-30CM SCHNITT



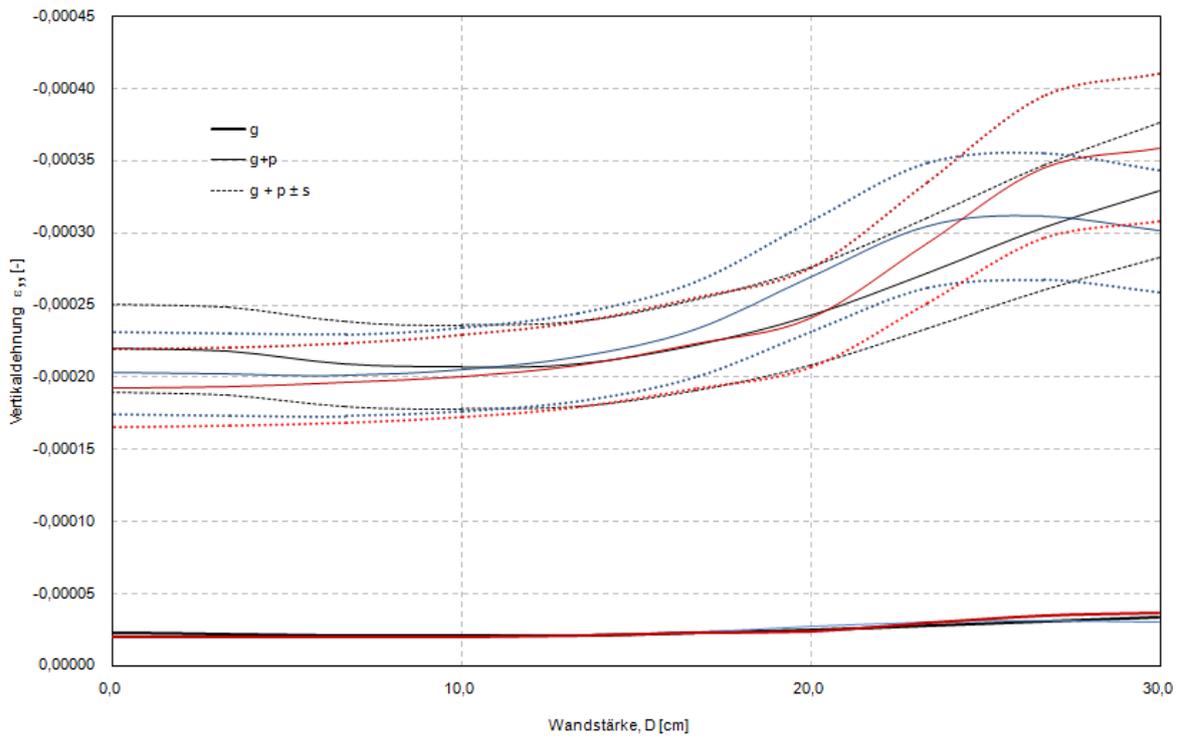
Vertikalspannungen, parallel zur Schaftoberfläche in vertikaler Richtung für den Lastfall ständige Last g , ständige Last + Vorspannung $g + p$, und ständige Last + Vorspannung + Dynamische Lasten $g + p + q$ bei einer Schnitttiefe von 30 cm; (a) schwarz: Spannungen 2 cm horizontal unter der oberen Schnittfläche, (b) blau: Spannungen 10 cm horizontal unter der oberen Schnittfläche, und (c) rot: Spannungen 15 cm horizontal unter der oberen Schnittfläche



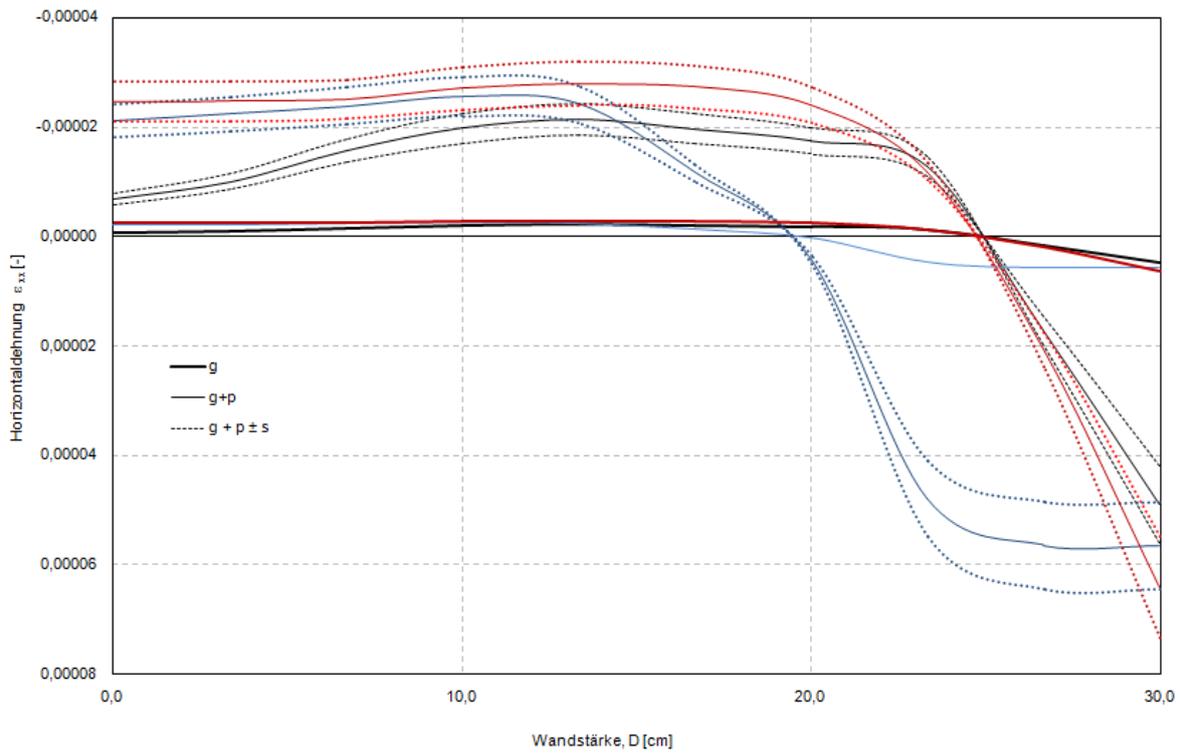
Horizontalspannungen, parallel zur Schnittkante für den Lastfall ständige Last g , ständige Last + Vorspannung $g + p$, und ständige Last + Vorspannung + Dynamische Lasten $g + p + q$ bei einer Schnitttiefe von 30 cm; (a) schwarz: Spannungen 2 cm horizontal unter der oberen Schnittfläche, (b) blau: Spannungen 10 cm horizontal unter der oberen Schnittfläche, und (c) rot: Spannungen 15 cm horizontal unter der oberen Schnittfläche



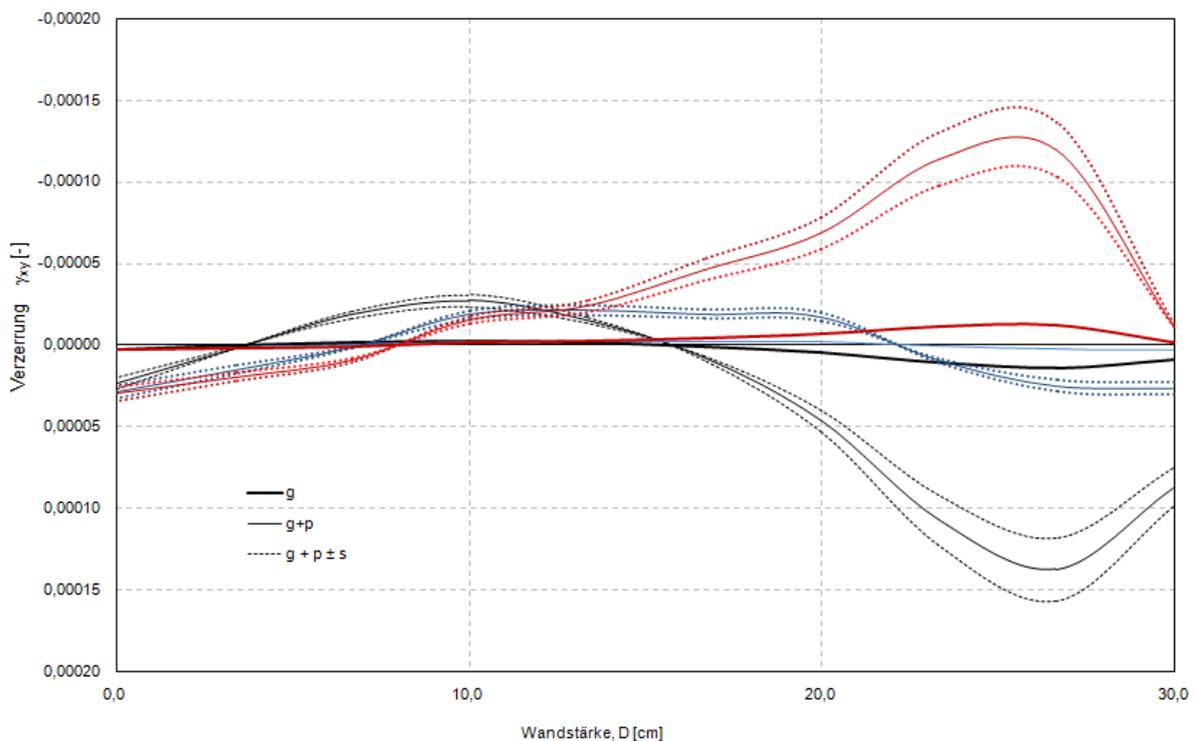
Schubspannungen, für den Lastfall ständige Last g , ständige Last + Vorspannung $g + p$, und ständige Last + Vorspannung + Dynamische Lasten $g + p + q$ bei einer Schnitttiefe von 30 cm; (a) schwarz: Schubspannungen 2 cm horizontal unter der oberen Schnittfläche, (b) blau: Schubspannungen 10 cm horizontal unter der oberen Schnittfläche, und (c) rot: Schubspannungen 15 cm horizontal unter der oberen Schnittfläche



Vertikaldehnung, für den Lastfall ständige Last g , ständige Last + Vorspannung $g + p$, und ständige Last + Vorspannung + Dynamische Lasten $g + p + q$ bei einer Schnitttiefe von 30 cm; (a) schwarz: Dehnung 2 cm horizontal unter der oberen Schnittfläche, (b) blau: Dehnung 10 cm horizontal unter der oberen Schnittfläche, und (c) rot: Dehnung 15 cm horizontal unter der oberen Schnittfläche

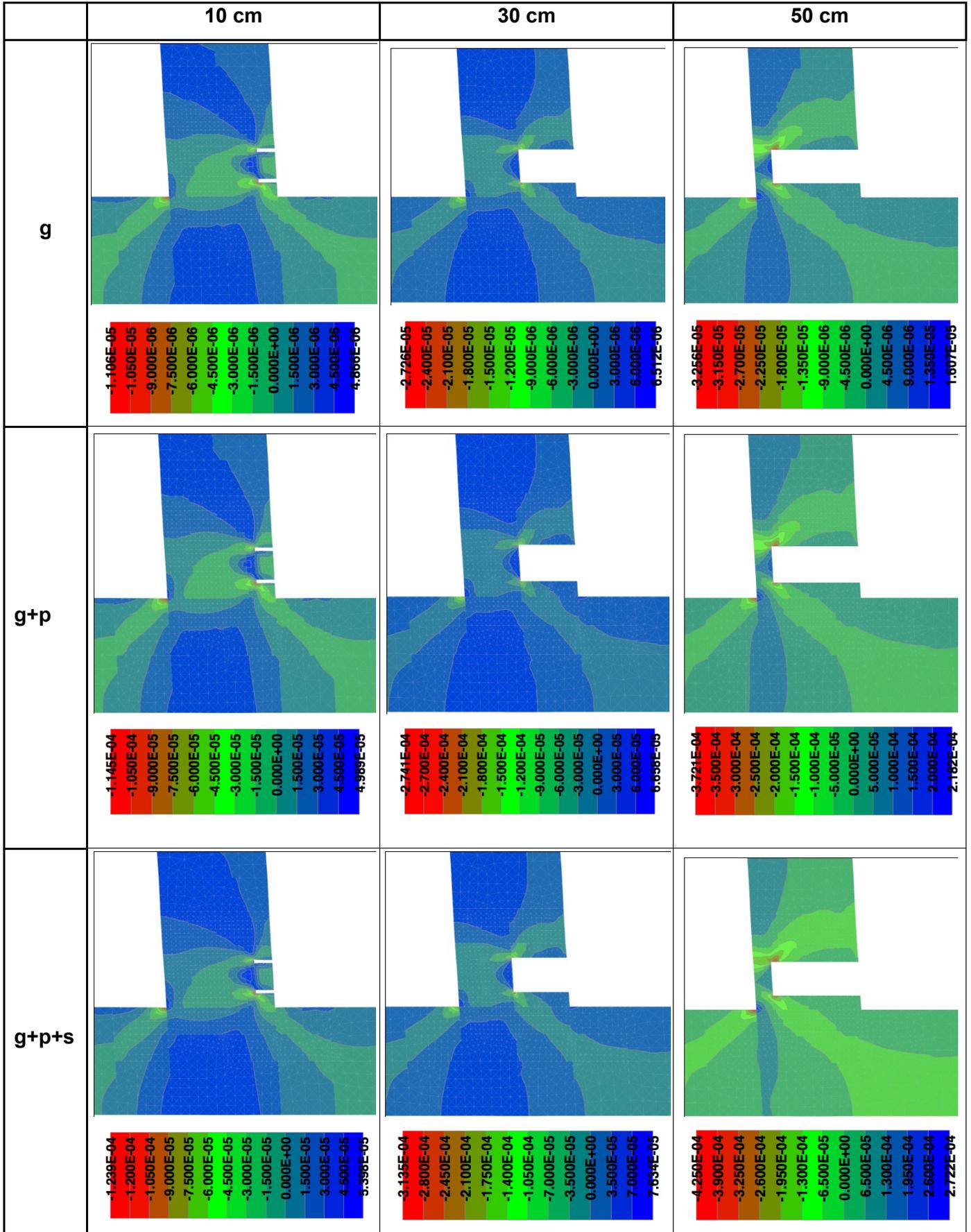


Horizontaldehnung, für den Lastfall ständige Last g , ständige Last + Vorspannung $g + p$, und ständige Last + Vorspannung + Dynamische Lasten $g + p + q$ bei einer Schnitttiefe von 30 cm; (a) schwarz: Dehnung 2 cm horizontal unter der oberen Schnittfläche, (b) blau: Dehnung 10 cm horizontal unter der oberen Schnittfläche, und (c) rot: Dehnung 15 cm horizontal unter der oberen Schnittfläche

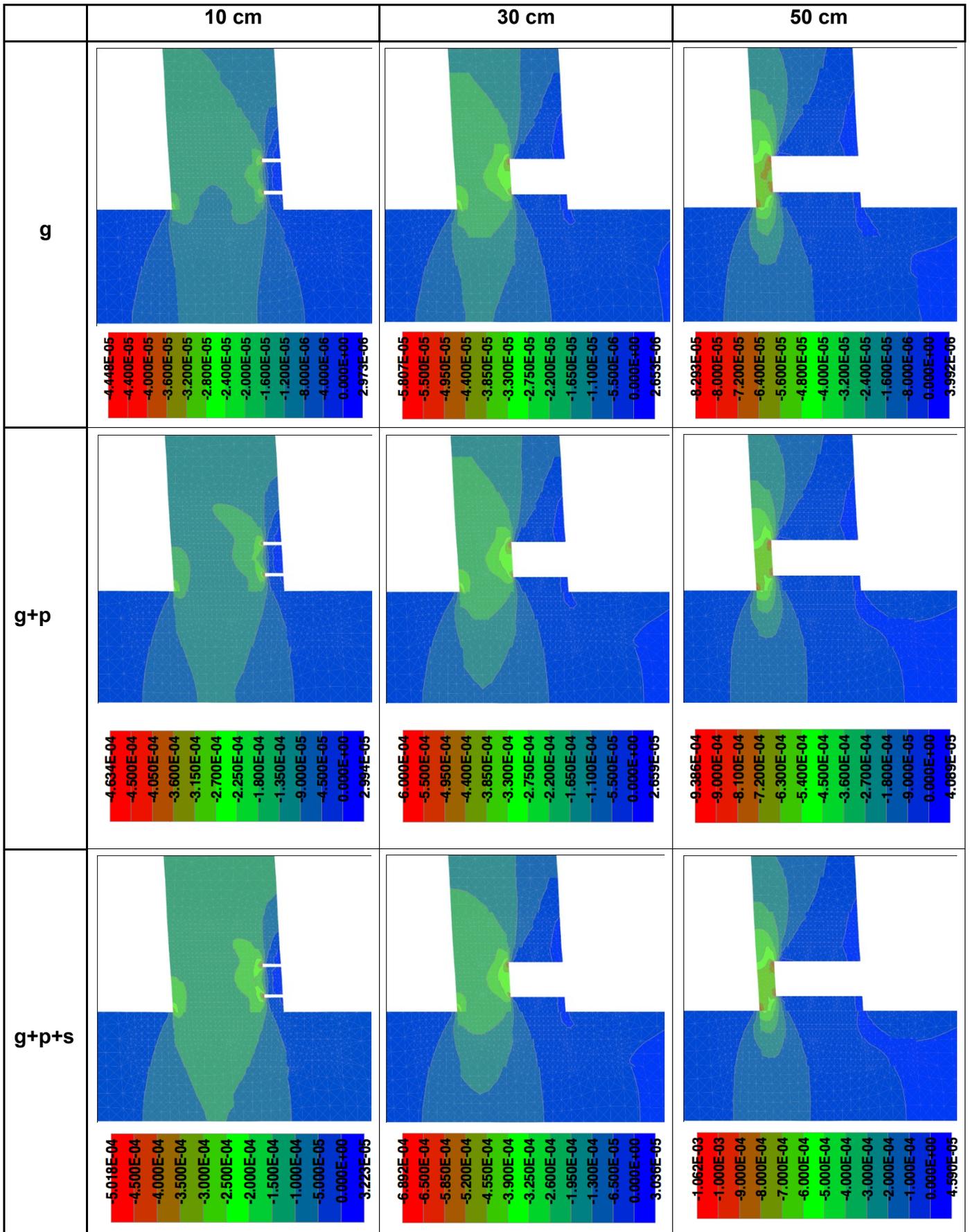


Verzerrung, für den Lastfall ständige Last g , ständige Last + Vorspannung $g + p$, und ständige Last + Vorspannung + Dynamische Lasten $g + p + q$ bei einer Schnitttiefe von 30 cm; (a) schwarz: Verzerrung 2 cm horizontal unter der oberen Schnittfläche, (b) blau: Verzerrung 10 cm horizontal unter der oberen Schnittfläche, und (c) rot: Verzerrung 15 cm horizontal unter der oberen Schnittfläche

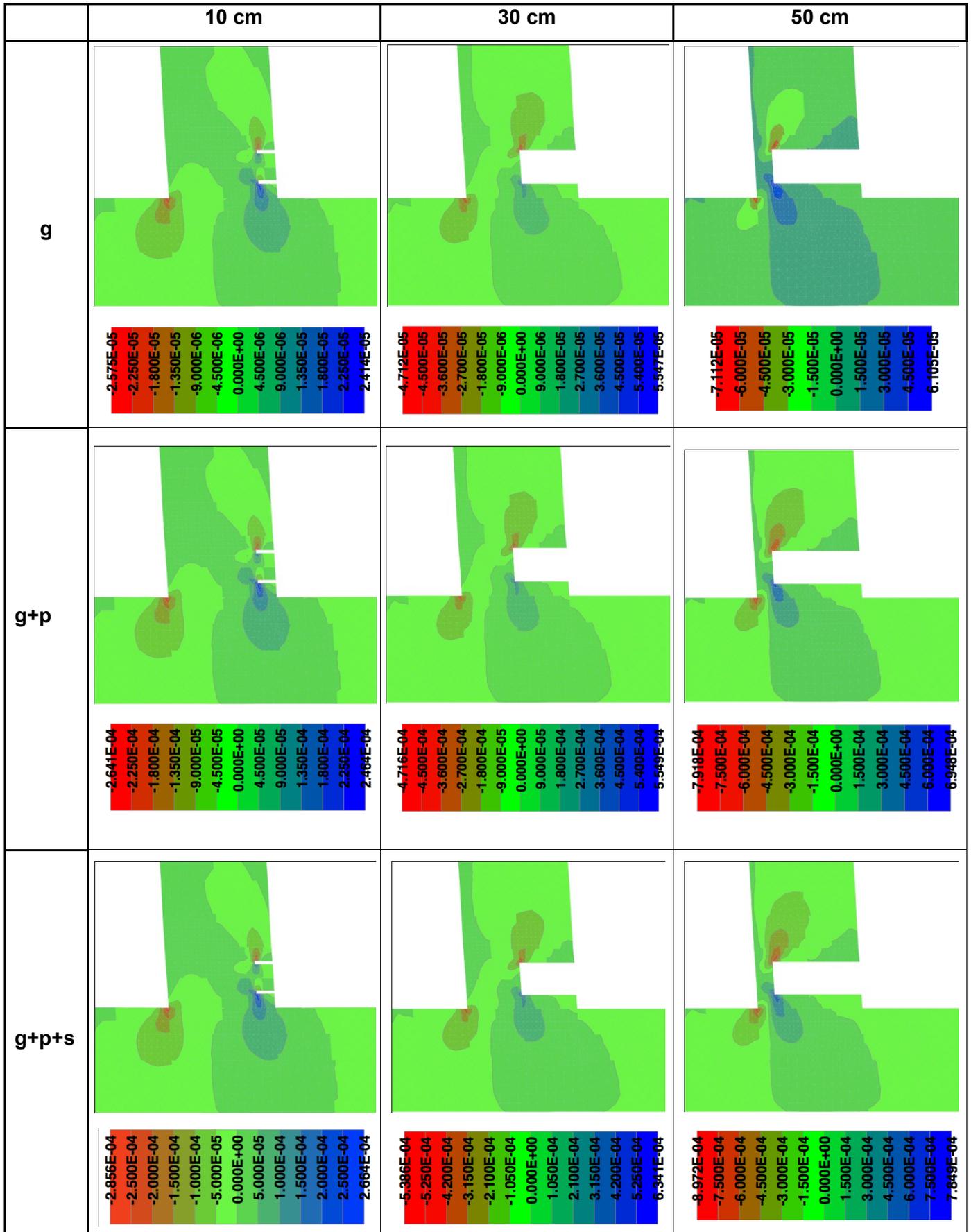
10.4 ANHANG: ATENA FE-MODELL - RENDERINGDARSTELLUNG



Horizontaldehnung in Abhängigkeit zur Schnitttiefe und zur Belastung [-]



Vertikaldehnung in Abhängigkeit zur Schnitttiefe und zur Belastung [-]



Verzerrungen in Abhängigkeit zur Schnitttiefe und zur Belastung [-]

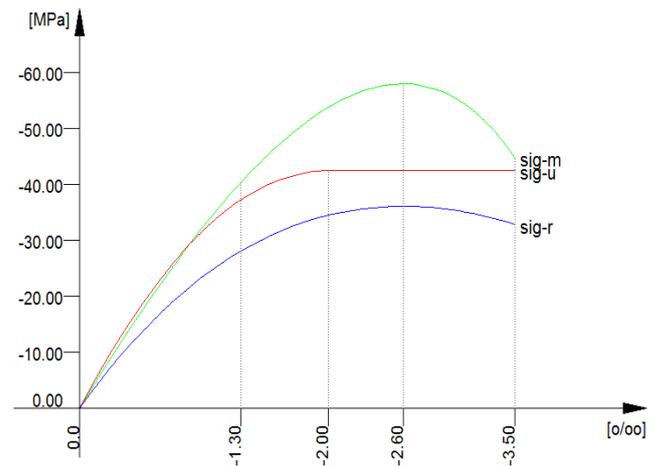
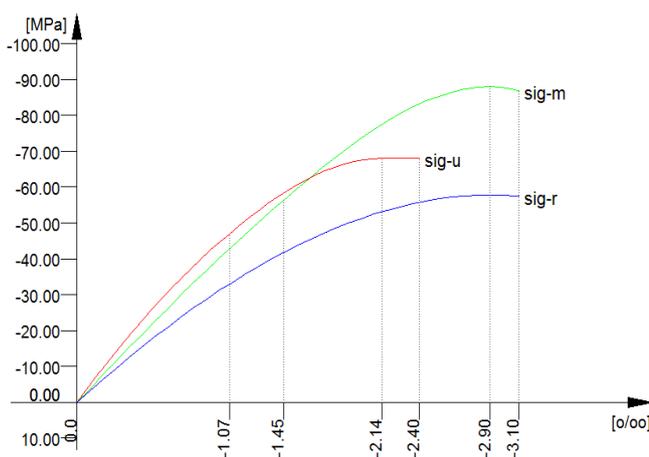
10.5 ANHANG: MATERIALPARAMETER DES SOFISTIK FE-MODELLS

Nr. 1 C 80/95 (DIN 1045-1)

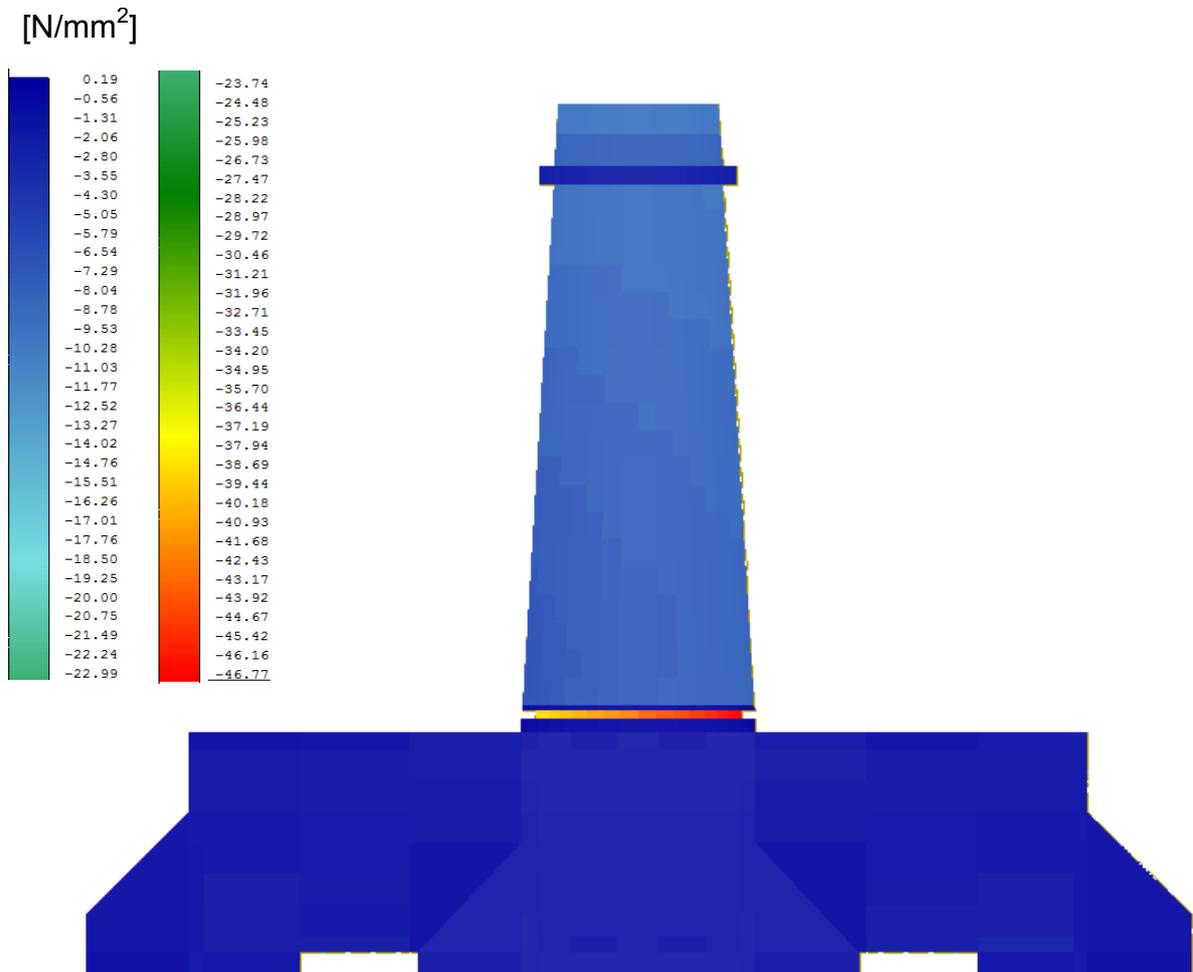
Elastizitätsmodul	E	48500 [MPa]	Material-Sicherheit	1.60 [-]
Querdehnzahl	m	0.20 [-]	Rechenfestigkeit f_c	68.00 [MPa]
Schubmodul	G	20208 [MPa]	Nennfestigkeit f_{ck}	80.00 [MPa]
Kompressionsmodul	K	26944 [MPa]	Zugfestigkeit f_{ctm}	4.84 [MPa]
Wichte	g	25.0 [kN/m ³]	5 % Zugfestigk. f_{ctk}	3.39 [MPa]
Wichte Auftrieb	ga	25.0 [kN/m ³]	95 % Zugfestigk. f_{ctk}	6.29 [MPa]
Temperaturkoeffiz.	a	1.00E-05 [1/°K]	Verbundspannung f_{bd}	4.78 [MPa]
			Gebrauchsfestigkeit	88.00 [MPa]
			Ermüdungsfestigkeit	28.98 [MPa]

Nr. 2 C 50/60 (DIN 1045-1)

Elastizitätsmodul	E	43500 [MPa]	Material-Sicherheit	1.50 [-]
Querdehnzahl	m	0.20 [-]	Rechenfestigkeit f_c	42.50 [MPa]
Schubmodul	G	18125 [MPa]	Nennfestigkeit f_{ck}	50.00 [MPa]
Kompressionsmodul	K	24167 [MPa]	Zugfestigkeit f_{ctm}	4.07 [MPa]
Wichte	g	25.0 [kN/m ³]	5 % Zugfestigk. f_{ctk}	2.85 [MPa]
Wichte Auftrieb	ga	25.0 [kN/m ³]	95 % Zugfestigk. f_{ctk}	5.29 [MPa]
Temperaturkoeffiz.	a	1.00E-05 [1/°K]	Verbundspannung f_{bd}	4.28 [MPa]
			Gebrauchsfestigkeit	58.00 [MPa]
			Ermüdungsfestigkeit	22.67 [MPa]

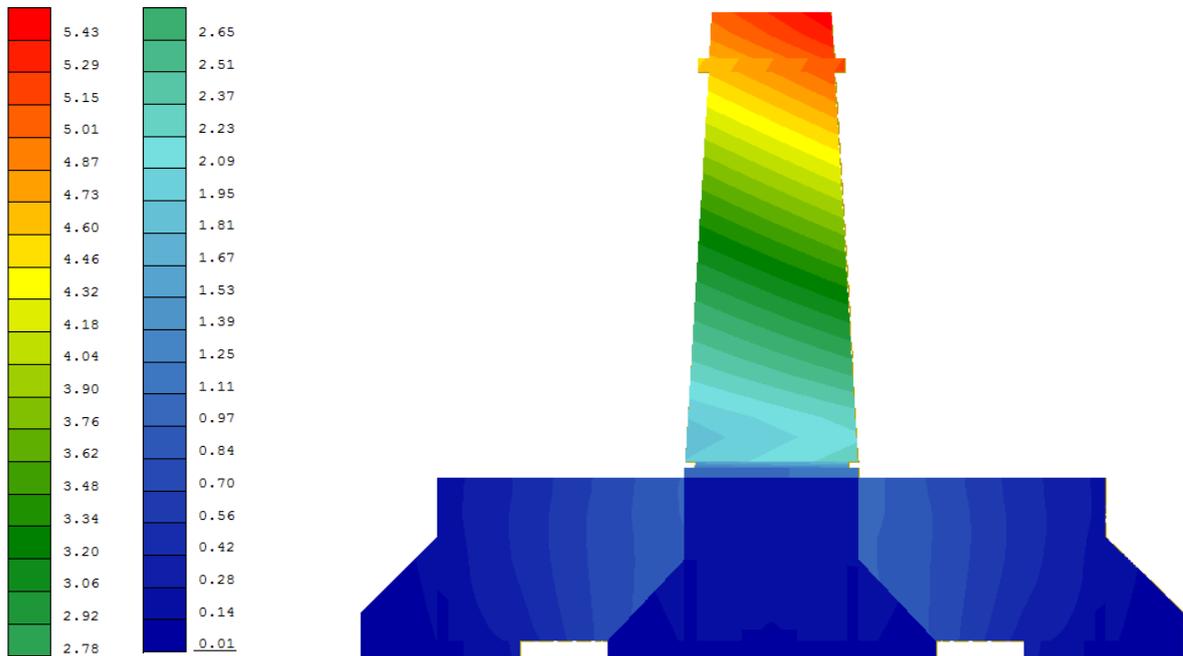


10.6 ANHANG: VERTIKALSPANNUNG DES SOFISTIK FE-MODELLS

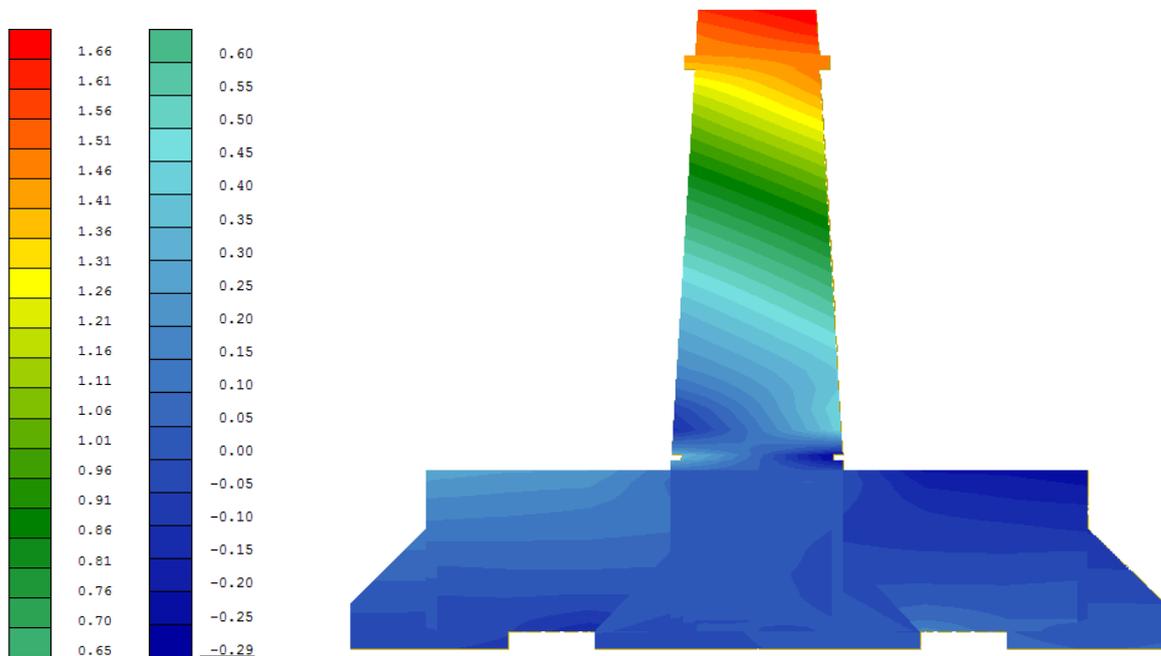


Vertikalspannungsdarstellung der gesamten Struktur, für den Lastfall ständige Last + Vorspannung + dynamische Last, bei einer Schnitttiefe von 50cm. Die Richtung des Unwuchterregers wird nach rechts wirkend angesetzt.

10.7 ANHANG: VERFORMUNG DES SOFISTIK FE-MODELLS



Vertikalverformung in mm, für den Lastfall ständige Last + Vorspannung + dynamische Last, bei einer Schnitttiefe von 50cm. Die Richtung des Unwuchterregers wird nach rechts wirkend angesetzt.



Horizontalverformung in mm, für den Lastfall ständige Last + Vorspannung + dynamische Last, bei einer Schnitttiefe von 50cm. Die Richtung des Unwuchterregers wird nach rechts wirkend angesetzt.

10.8 ANHANG: STANDSICHERHEIT DES STAHLBETONSCHAFTES

Nachstehend erfolgt eine vereinfachte Abschätzung der Standsicherheit des Schaftes bei voller Belastung. Als Kriterium wird die Lastexzentrizität der resultierenden Einwirkung herangezogen. Die Nachweisführung erfolgt auf charakteristischem Lastniveau.

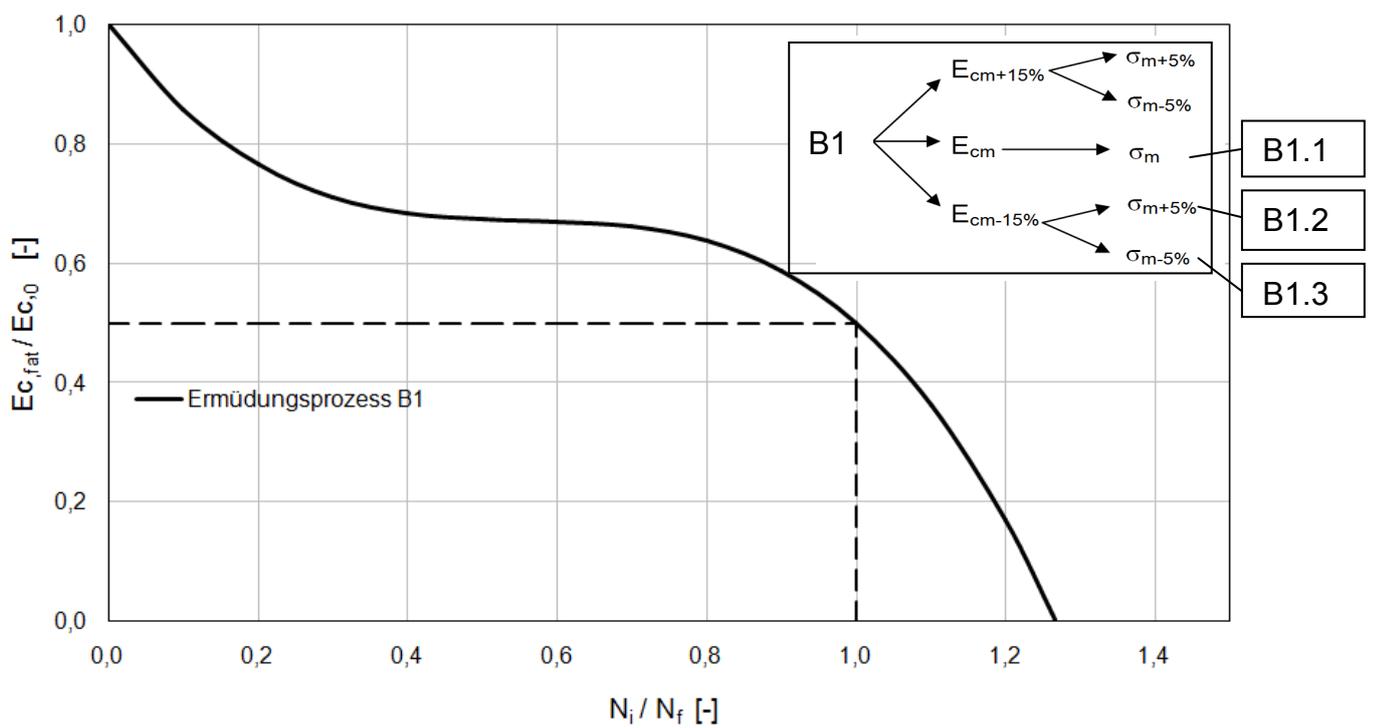
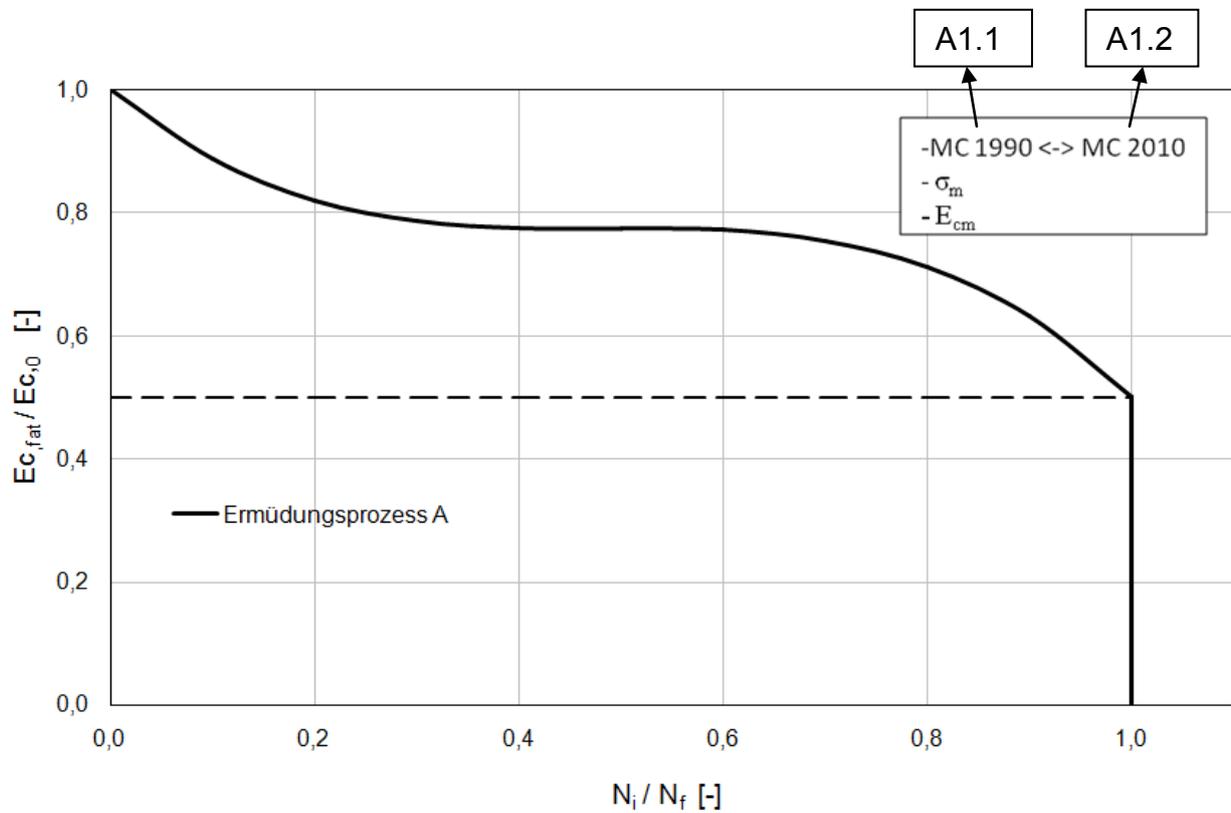
Einwirkung	Kraft
Eigengewicht $N_{EG} =$	7.687 kN
Vorspannung $N_V =$	87.885 kN
Summe Vertikale Einwirkung $N_{\Sigma} = N_{EG} + N_V =$	95.572 kN
Einwirkendes Moment $M =$	20.412 kNm

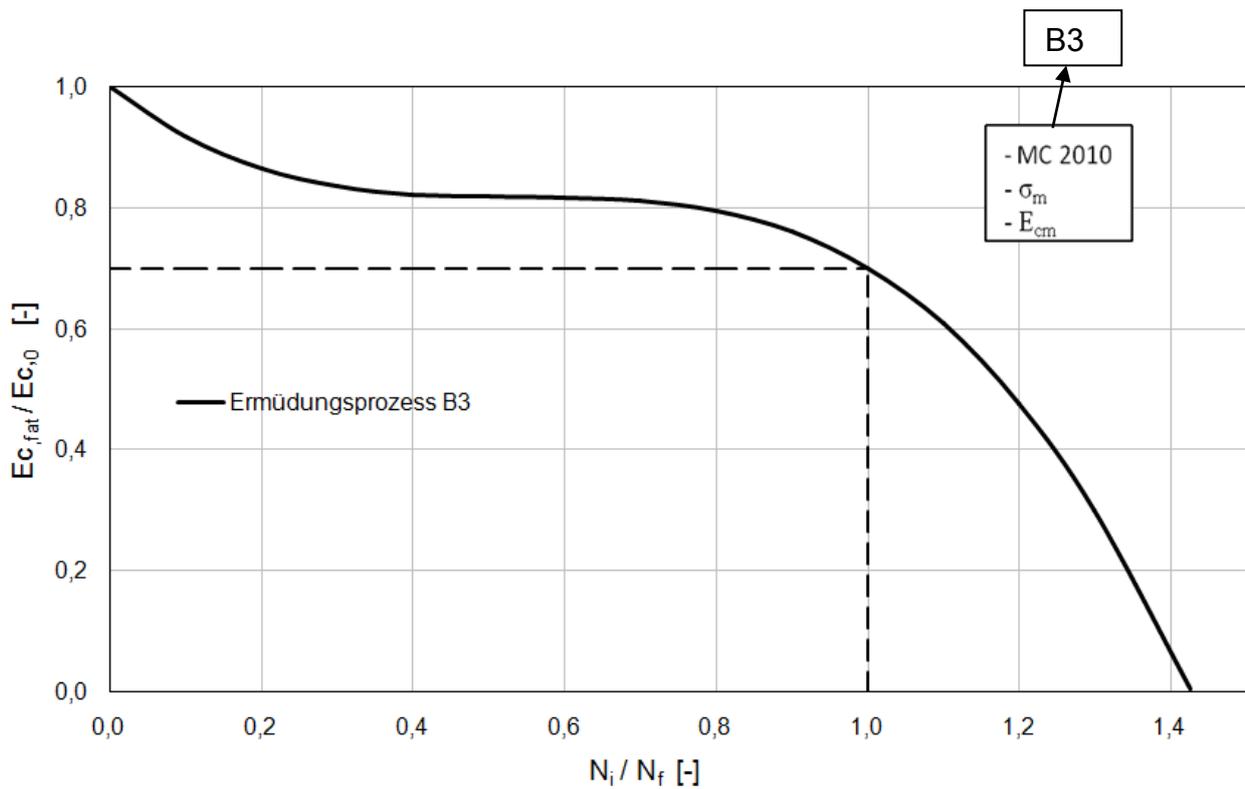
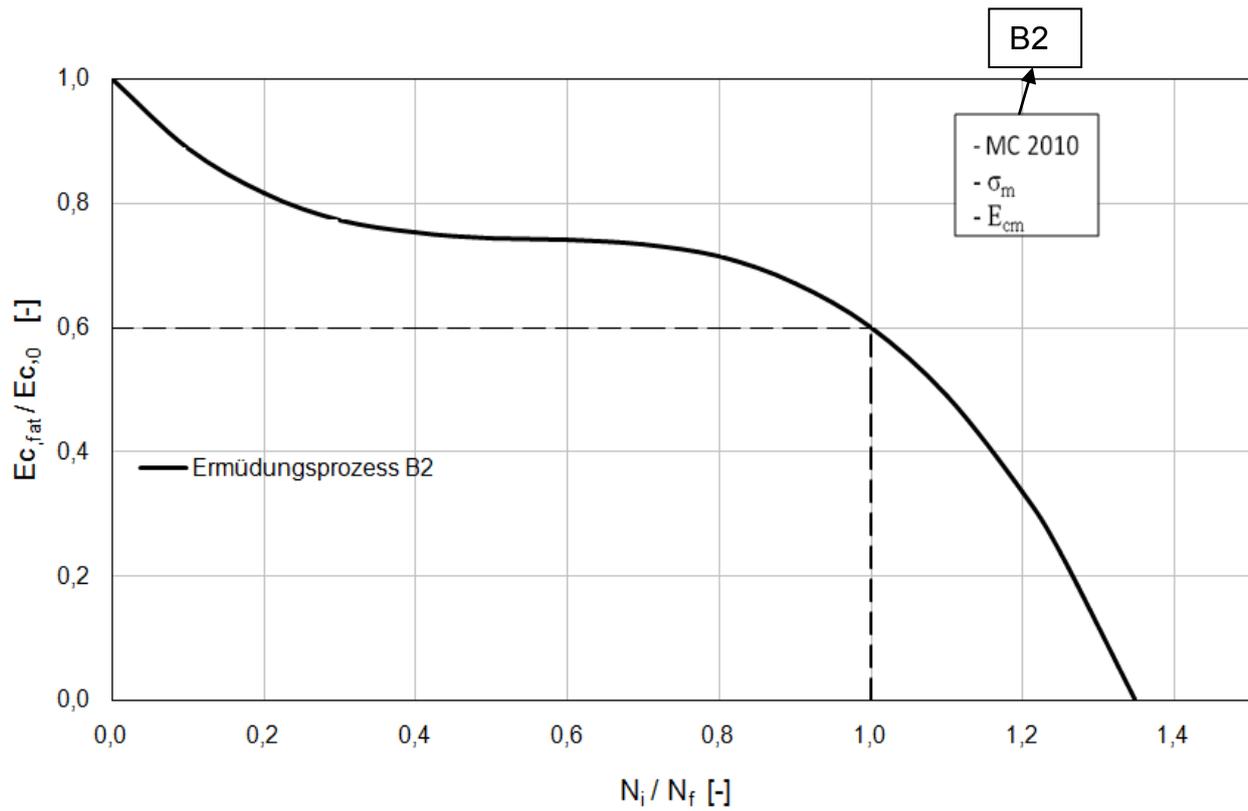
$$e = \frac{M}{N_{\Sigma}} = \frac{20412}{95572} = 0,21 \text{ m} \quad (10.7-1)$$

Der Grenzwert der inneren Kernfläche wird mit 1/6 des Durchmessers festgelegt, und beträgt 1,25 m. Der Ausnutzungsgrad η der anfänglichen Standsicherheit ist somit 17 %.

Aufgrund der zyklischen Belastung reduziert sich die Steifigkeit der Struktur, wodurch eine zunehmende Verformung resultiert. Jedoch kommt es über die Berechnungslebensdauer nur zu einem marginalen Verformungszuwachs. Infolge des Eigengewichts und der hohen Vorspannkraft, ergibt sich eine um 102-mal größere vertikale Komponente als Horizontale. Diese Belastungsverteilung in Kombination mit der biegesteifen Schalentragswirkung, führt auch im Hinblick auf ein fortschreitendes Materialversagens, zu keinem Stabilitätsverlust.

10.9 ANHANG: GEGENÜBERSTELLUNG DER UNTERSUCHTEN ERMÜDUNGSPROZESSE





10.10 ANHANG: DIGITALER DATENTRÄGER (CD)

Aufgrund der umfangreichen Datenmenge in Bezug auf die Schädigungssimulation, wurden die Ergebnisse aller berechneten Varianten auf der beigelegten CD abgespeichert.