

Untersuchungen zum Einsatz von Stauchelementen in einer nachgiebigen Spritzbetonschale bei druckhaften Gebirgsverhältnissen

Dissertation

zur Erlangung des Grades

Doktor-Ingenieurin

der

Fakultät für Bau- und Umweltingenieurwissenschaften

der

Ruhr-Universität Bochum

vorgelegt von

Dipl.-Ing. Anna-Lena Hammer

Gutachter: Prof. Dr.-Ing. M. Thewes, Ruhr-Universität Bochum
Lehrstuhl für Tunnelbau, Leitungsbau und Baubetrieb

Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr. mont. R. Galler, Montanuniversität Leoben
Lehrstuhl für Subsurface Engineering

Tag der Einreichung: 17.04.2018

Tag der mündlichen Prüfung: 24.07.2018

Vorwort und Dank

Die vorgelegte Arbeit ist während meiner Tätigkeit als wissenschaftliche Mitarbeiterin am Lehrstuhl für Tunnelbau, Leitungsbau und Baubetrieb der Ruhr-Universität Bochum entstanden. Dem Lehrstuhlinhaber und meinem Doktorvater, Herrn Prof. Dr.-Ing. Markus Thewes, gebührt größter Dank. Durch seine intensive Betreuung und das mir entgegen gebrachte Vertrauen konnte ich stets eigenständig meine Ideen und Ziele verfolgen. Der gemeinsame fachliche Austausch und die vielen Diskussionen haben maßgeblich zum Gelingen der Arbeit beigetragen.

Ein großer Dank gilt auch meinem zweiten Gutachter, Herrn Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr. mont. Robert Galler, der mir während der Bearbeitungszeit mit fachlichen Diskussionen, vielen Anregungen und ausgezeichneter Unterstützung bei meinem Versuchsprogramm hilfreich zur Seite stand. Herrn Prof.-Dr. Ing. Radenberg danke ich herzlich für die Übernahme der Leitung der Promotionskommission als fachfremder Gutachter.

Einen großen Teil zum Gelingen der Arbeit hat die sehr freundschaftliche Atmosphäre am Lehrstuhl beigetragen. Auch in schwierigen und anstrengenden Phasen war es immer schön zur Arbeit zu kommen – die gesamte TLB-Familie hat mich stets motiviert und mir Rückhalt gegeben. Daher freue ich mich sehr, dass ich noch für weitere drei Jahre am Lehrstuhl arbeiten werde und weiterhin Teil dieses tollen Teams sein darf.

Bedanken möchte ich mich ausdrücklich bei Marie Bayer, die als studentische Hilfskraft mit ihrer gewissenhaften Zuarbeit eine große Unterstützung bei meiner Arbeit gewesen ist. Außerdem gebührt meinen Kollegen Marius Schröder und Zdenek Zizka ein herzlicher Dank für den wertvollen fachlichen Input und den konstruktiven Austausch.

Bei der Durchführung der experimentellen Untersuchungen habe ich mich immer auf die Mitarbeiter der Konstruktionsteilprüfung verlassen können. Besonders hervorheben und bedanken möchte ich mich dabei bei Dieter Abraham für die akribische Vorbereitung und Durchführung der Spritzbetonversuche. Recht herzlich möchte ich mich auch bei Jörg Krausz für die Durchführung der Kriechversuche am Lehrstuhl für Subsurface Engineering bedanken.

Notwendige Informationen zum Bau des Tauerntunnels habe ich von Alexander Gebhardi erhalten, der mich darüber hinaus von Anfang an für die Thematik zu begeistern wusste. Dafür möchte ich mich herzlich bedanken.

Ein ganz besonderer Dank gilt meinen lieben Freunden Peter Vogt und Mario Galli, die sich viel Zeit für die akribische Durchsicht meiner Konzepte und Texte genommen haben und mir immer mit Rat und Tat zur Seite standen. Meiner besten Freundin Rebekka Winkler gebührt riesengroßer Dank. Sie hat sich immer Zeit für fachliche Diskussionen genommen

und mir mit ihren wertvollen, sowohl inhaltlichen als auch persönlichen Ratschlägen, sehr bei der Vollendung dieser Arbeit geholfen.

Ganz herzlich möchte ich mich bei meiner Familie bedanken. Meine liebevollen Eltern, Birgit und Michael Wiese, und meine kleine Schwester, Lisa Wiese, waren immer für mich da. Ohne die großartige Hilfe meiner wunderbaren Mutter, die mich jederzeit moralisch unterstützt und mir stets den Rücken freigehalten hat, hätte ich den Spagat zwischen Arbeit und Familie nicht mit gutem Gewissen schaffen können. Sie hat ihre eigenen Verpflichtungen dabei oft hinten angestellt. Ein großer Dank gebührt auch meinen Schwiegereltern, Anke und Karl-Heinz Hammer, die in stressigen Zeiten immer spontan eingesprungen sind, wenn ihre Unterstützung gefragt war. Es ist ein großes Glück, eine so tolle Familie zu haben.

Meinem Mann Lutz und meinem Sohn Mats Linus gebührt der größte Dank. Sie haben mich zu Hause stets aufgeheitert und mich schnell auf andere Gedanken gebracht – ihre Liebe hat mich durch die anstrengende Zeit getragen. Sie mussten an vielen Tagen ein eingeschränktes Familienleben akzeptieren und haben das mit Bravour gemeistert, umso mehr freue ich mich auf die gemeinsame Zeit mit meiner Familie.

Herne, im April 2018

Anna-Lena Hammer

Inhaltsverzeichnis

Vorwort und Dank	iii
Inhaltsverzeichnis	v
Abbildungsverzeichnis	x
Tabellenverzeichnis	xix
Abkürzungsverzeichnis	xx
Formelverzeichnis	xxi
Kurzfassung	xxv
Abstract	xxvii
1 Einführung	1
1.1 Problemstellung.....	1
1.2 Zielsetzung und wissenschaftliches Vorgehen	2
1.3 Gliederung der Arbeit	4
2 Druckhaftes Gebirgsverhalten	8
2.1 Geotechnische Einflussfaktoren bei druckhaftem Gebirgsverhalten	8
2.1.1 Geologische Aspekte	9
2.1.2 Einfluss des Trennflächengefüges.....	10
2.1.3 Einfluss des Porenwassers auf das mechanische Verhalten	11
2.1.4 Einfluss des Kriechverhaltens.....	13
2.1.5 Spannungsumlagerung infolge Gefügestörung	14
2.1.6 Diskussion.....	16
2.2 Definition des druckhaften Gebirgsverhaltens	17
2.2.1 Empirische Ansätze	17
2.2.2 Semi-empirische Ansätze	19
2.2.3 Ausbauorientierter Ansatz.....	24
2.2.4 Diskussion.....	27
2.3 Forschungsschwerpunkte zum druckhaften Gebirgsverhalten	28
3 Ausbaumethoden in druckhaftem Gebirge	30
3.1 Statische Konzepte zur Dimensionierung der Außenschale.....	30
3.1.1 Widerstandsprinzip	30
3.1.2 Ausweichprinzip	32
3.1.3 Diskussion der Ausbaukonzepte	36
3.2 Elemente der nachgiebigen Spritzbetonbauweise mit Stauchelementen	38
3.2.1 Spritzbeton	38
3.2.2 Systemankerung	41
3.2.3 Nachgiebige Stahlprofile.....	43
3.2.4 Stauchelemente	44
3.3 Tragverhalten des Gesamtsystems	50

3.4	Forschungsschwerpunkte zum Systemverhalten.....	52
4	Modelle zur Berechnung des Systemverhaltens in druckhaftem Gebirge.....	55
4.1	Berechnungsmethoden im konventionellen Tunnelbau	55
4.1.1	Analytische Methoden.....	56
4.1.2	Numerische Methoden.....	61
4.2	Berücksichtigung von Materialeigenschaften der Ausbauelemente	62
4.2.1	Zeitabhängige Materialeigenschaften von Spritzbeton.....	63
4.2.2	Anker.....	65
4.2.3	Staulemente	66
4.2.4	Diskussion.....	67
4.3	Forschungsschwerpunkte zur Anwendung der Berechnungsmethoden	68
5	Experimentelle Untersuchungen der Ausbauelemente Spritzbeton und Staulemente .	71
5.1	Notwendigkeit experimenteller Untersuchungen	71
5.2	Entwicklung eines empirischen Prognosemodells zur Bestimmung der Spritzbetonfestigkeit	71
5.2.1	Datengrundlage	72
5.2.2	Auswertung der Festigkeitsentwicklungen.....	73
5.2.3	Analyse der mathematischen Modelle zur Bestimmung der Festigkeitsentwicklungen von Spritzbeton	79
5.2.4	Empirisches Prognosemodell für Spritzbetonfestigkeiten	84
5.2.5	Gegenüberstellung des empirischen Prognosemodells und der mathematischen Ansätze	87
5.2.6	Diskussion.....	91
5.3	Untersuchung zeitabhängiger Materialeigenschaften von Spritzbeton.....	92
5.3.1	Konzeption der Untersuchungen	92
5.3.2	Versuchsaufbau	95
5.3.3	Versuchsdurchführung.....	96
5.3.4	Ergebnisdarstellung und Analyse der Daten	102
5.3.5	Diskussion.....	112
5.4	Vergleichende Untersuchungen zum Systemverhalten von Staulementen.....	113
5.4.1	Konzeption der Untersuchungen	113
5.4.2	Numerische Vorüberlegungen zum Versuchsaufbau	116
5.4.3	Versuchsaufbau	120
5.4.4	Ergebnisdarstellung und Analyse der Versuchsergebnisse	121
5.4.5	Vergleichende Interpretation der Versuchsergebnisse.....	128
5.5	Diskussion der Untersuchungsergebnisse und Interpretation der Ergebnisse im Hinblick auf des Gesamttragverhalten.....	130
6	Prognose von druckhaftem Gebirgsverhalten	132
6.1	Berechnungsmethoden	132
6.2	Überprüfung der Definitionen anhand des Referenzprojekts Tauerntunnel	132
6.2.1	Analyse der aufgetretenen Konvergenzen	133
6.2.2	Analyse der Definitionen	136
6.2.3	Diskussion und Zusammenfassung.....	138
6.3	Anwendung des KLV in druckhaftem Gebirge unter Verwendung eines entwickelten MATLAB-Berechnungsmodells.....	138

6.3.1	Beschreibung des entwickelten MATLAB-Berechnungsmodells zur Anwendung des KLV	139
6.3.2	Anwendung des MATLAB-Berechnungsmodells zur Validierung der Kennlinien am Beispiel des Tauerntunnels	146
6.3.3	Implementierung des empirischen Prognosemodells für Spritzbetonfestigkeiten und der Stauchelemente in das KLV	150
6.3.4	Diskussion zum Einsatz des KLV in druckhaftem Gebirge.....	155
6.4	KLV-Parameterstudie zum Einfluss der geotechnischen Randbedingungen auf die Verschiebungsentwicklung.....	156
6.4.1	Wahl von geotechnischen Randbedingungen	156
6.4.2	Auswertung der Parameterstudie hinsichtlich radialer Endverschiebung und plastischem Radius.....	157
6.4.3	Diskussion der Parameterstudie hinsichtlich ihrer Übertragbarkeit auf andere Projekte	160
6.5	Diskussion der Anwendbarkeit von analytischen Berechnungsmethoden in druckhaftem Gebirge..	160
7	Einfluss der geotechnischen Randbedingungen in druckhaftem Gebirge auf die nachgiebige Spritzbetonschale	162
7.1	Numerische Berechnungsmodelle für den Tunnelvortrieb.....	162
7.2	Beschreibung des gewählten zweidimensionalen Berechnungsmodells.....	162
7.2.1	Implementierung der geologischen Randbedingungen	163
7.2.2	Implementierung des nachgiebigen Ausbaus mit geschlitzter Spritzbetonschale, Stauchelementen und Systemankerung.....	163
7.2.3	Darstellung des Gesamtmodells.....	165
7.2.4	Bauzustände und Berechnungsphasen.....	167
7.3	Validierung des Ausgangsmodells.....	168
7.3.1	Referenzquerschnitt.....	169
7.3.2	Auswertung der Berechnungsergebnisse.....	170
7.3.3	Vergleich der numerischen und analytischen Berechnungsergebnisse.....	172
7.4	Parameterstudie zum Einfluss der geotechnischen Randbedingungen auf das Systemverhalten der nachgiebigen Spritzbetonschale	172
7.4.1	Untersuchungspunkte	173
7.4.2	Einfluss der geologischen Faktoren.....	174
7.4.3	Einfluss des gewählten Interfaces zwischen Gebirge und Spritzbeton	181
7.4.4	Einfluss der Überlagerungshöhe des Gebirges.....	183
7.4.5	Diskussion.....	184
7.5	Diskussion der Berechnungsergebnisse und der Konsequenzen für dreidimensionale Modelle	185
8	Dreidimensionale numerische Analyse des Systemverhaltens eines nachgiebigen Ausbaus mit Stauchelementen.....	186
8.1	Systemverhalten eines nachgiebigen Spritzbetonausbaus	186
8.2	Beschreibung des gewählten dreidimensionalen Berechnungsmodells.....	186
8.2.1	Darstellung des Gesamtmodells.....	187
8.2.2	Implementierung der geologischen Randbedingungen	187
8.2.3	Implementierung des nachgiebigen Ausbaus mit geschlitzter Spritzbetonschale, Stauchelementen, Gitterträgern und Systemankerung	187
8.2.4	Bauzustände und Berechnungsphasen.....	191

8.3	Auswertung der Berechnungsergebnisse	192
8.3.1	Analyse der Konvergenzen und Gegenüberstellung mit den gemessenen Daten.....	192
8.3.2	Spannungsumlagerungen im Baugrund und in der Spritzbetonschale während des Vortriebs	193
8.4	Analyse des kinematischen Gesamtsystems.....	194
8.5	Interaktionsfläche Gebirge – Spritzbeton – Stauchelement.....	198
8.6	Diskussion der Ergebnisse mit den zwei- und dreidimensionalen Berechnungsmodellen.....	200
9	Empfehlungen für den nachgiebigen Ausbau in der Praxis.....	202
9.1	Erkenntnisse aus den Untersuchungen	202
9.2	Dimensionierung von Stauchelementen in der Projektierung.....	202
9.2.1	Auswahl des Last-Verformungsverhaltens	203
9.2.2	Hinweise zur Handhabung.....	206
9.3	Berechnungsmodelle für die jeweilige Leistungsphase	207
9.3.1	Berücksichtigung in der Vorplanung	208
9.3.2	Berücksichtigung in der Entwurfsplanung.....	209
9.3.3	Berücksichtigung in der Ausführungsplanung	210
9.3.4	Berücksichtigung in der Bauausführung	211
10	Fazit	213
10.1	Zusammenfassung.....	213
10.2	Ausblick.....	217
11	Literaturverzeichnis	222
12	Anlagen	A.1
13	Lebenslauf.....	A.35

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1: Angewandte Methodik zur Untersuchung des Systemverhaltens eines nachgiebigen Spritzbetonausbaus mit Stauelementen in druckhaftem Gebirge.....	3
Abbildung 2: Flussdiagramm zum Aufbau der Arbeit	4
Abbildung 3: Modelle für das Korngefüge von Gesteinen; (a) richtungsloses Korngefüge und (b) flächiges Korngefüge (Wittke, 2014).....	9
Abbildung 4: In-situ-Messungen von Chern et al. (1998) bei Tunnelprojekten in Taiwan nach Hoek (2001).....	10
Abbildung 5: Auf die Endverschiebung bezogene Entwicklung der Verschiebungen hinter der Ortsbrust für vertikale Schieferung mit Streichen normal (Fall 1) und parallel (Fall 2) zur Tunnelachse nach Goricki et al. (2005).....	11
Abbildung 6: Langzeit- und Kurzzeitverhalten als die beiden Grenzzustände des instationären Sickerströmungs- und Deformationsprozesses nach Vogelhuber (2007).....	12
Abbildung 7: Kurzzeit- und Langzeitverhalten des Gebirges mit und ohne Drainage nach Anagnostou (2009)	13
Abbildung 8: Bereiche des Kriechverhaltens nach Gioda & Cividini (1996).....	14
Abbildung 9: Entwicklung des Kriechverhaltens bei verschiedenen Spannungsleveln nach Gioda & Cividini (1996).....	14
Abbildung 10: (a) Spannungsumlagerungen und sekundäre Spannungsverteilung beim Tunnelvortrieb (Prinz & Strauß, 2011); (b) Radialverschiebung in Tunnellängsrichtung nach Hoek (2007)	16
Abbildung 11: Kriterien zur Vorhersage druckhafter Bedingungen nach Singh et al. (1992).....	18
Abbildung 12: Kriterien zur Vorhersage druckhafter Bedingungen nach Goel et al. (1995) aus Singh et al. (1997).....	19
Abbildung 13: Kriterien zur Vorhersage druckhafter Bedingungen nach Jethwa et al. (1984).....	20
Abbildung 14: Idealisierte Spannungs-Dehnungs-Beziehung mit festgelegten Dehnungszuständen nach Aydan et al. (1993).....	21
Abbildung 15: Auf die Dehnungsgrenze normierte Dehnungslevel in druckhaftem Gebirge nach Aydan et al. (1993).....	22
Abbildung 16: Darstellung der Konvergenzen bezogen auf das Verhältnis aus einaxialer Druckfestigkeit des Gebirges und Primärspannungen für ungestützte Tunnel nach Hoek & Marinos (2000).....	23
Abbildung 17: Kriterien zur Vorhersage druckhafter Bedingungen nach Hoek & Marinos (2000)	24
Abbildung 18: Ergebnisse der Monte-Carlo-Analyse zur Bestimmung der kritischen Überlagerungshöhe nach Radoncic & Schubert (2011).....	25
Abbildung 19: Vergleich der kritischen Überlagerungshöhen für die drei Vortriebskonzepte (Radoncic, 2011)	26
Abbildung 20: Forschungsschwerpunkte zum druckhaften Gebirgsverhalten.....	28

Abbildung 21: Schematische Darstellungen nach Kovári (1998); (a) Widerstands- und (b) Ausweichprinzip	30
Abbildung 22: (a) Schematische Skizze zum Widerstandsprinzip im Vollausschlag mit kreisrundem Querschnitt – Massive Spritzbetonschale mit schweren Stahlbögen und dichter Systemankerung; (b) Saint Martin La Porte, TM 1.325 vor Reprofilierungsarbeiten (Barla et al., 2011)	31
Abbildung 23: (a) Schematische Skizze zum Ausweichprinzip – TH-Bögen mit OB-Ankerung; (b) Gotthard Basistunnel, Los 360 Sedrun (ATG)	33
Abbildung 24: (a) Schematische Skizze zum Ausweichprinzip – Geschlitzte Spritzbetonschale mit Radialankerung; (b) Erste Röhre Tauerntunnel, FQ-Nord TM 1.848 (Porr)	34
Abbildung 25: (a) Schematische Skizze zum Ausweichprinzip – Geschlitzte Spritzbetonschale mit Gleitankerung; (b) Schacht Konrad (TLB)	35
Abbildung 26: (a) Schematische Skizze zum Ausweichprinzip – Geschlitzte Spritzbetonschale mit Stauchelementen und Radialankerung; (b) Zweite Röhre Tauerntunnel (Porr)	36
Abbildung 27: Qualitativer Vergleich der Ausbaukennlinien	37
Abbildung 28: Klassen der Frühfestigkeit von jungem Spritzbeton nach DIN EN 14487-1 (2006)	39
Abbildung 29: (a) Schematische Skizze zum Versuchsaufbau für Scherversuche an der Spritzbetonschale; (b) Eingebaute und ausgerichtete Stahlrahmen vor dem Einspritzen (Pilgerstorfer et al., 2011)	40
Abbildung 30: Wirkungsweise eines vollvermörtelten Ankers bei (a) Spaltbruch und (b) bei Schubbruch des Gebirges (Schubert, 1984)	41
Abbildung 31: (a) Arbeitsphasen Roofex-Anker (Galler et al., 2011) und (b) Wiborex Gleitkopfanke (Wittke, 2014)	42
Abbildung 32: (a) Profilformen eines TH-Profiles und eines Gitterträgers (Podjadtke, 1998) und (b) eingeknickter Gitterträger zwischen Stauchelementen (TLB)	43
Abbildung 33: (a) Einfluss der Vortriebsgeschwindigkeit auf das Last-Verformungsverhalten der Stauchelemente und (b) Einfluss der Verschiebungsentwicklung auf das Last-Verformungsverhalten der Stauchelemente nach Schubert & Radoncic (2014)	44
Abbildung 34: (a) Stauchelement LSC mit drei Stauchrohren; (b) Beispiel für eine Last-Verformungskurve eines LSC-Elements mit vier Stauchrohren (Moritz, 1999)	46
Abbildung 35: (a) Schnitt durch modifiziertes LSC-Element und (b) Vergleich der Last-Verformungscharakteristik des ungefüllten und gefüllten LSC-Elements nach Schubert & Radoncic (2014)	46
Abbildung 36: Stauchelement hiDCon	47
Abbildung 37: Spannungs-Dehnungs-Verhalten der hiDCon-Elemente nach Solexperts AG (2018)	47
Abbildung 38: (a) Stauchelement Wabe; (b) mit eingeschobenen Rohren und Befestigungselementen (Bochumer Eisenhütte Heintzmann)	48
Abbildung 39: Stauchelement Wabe, Last-Verformungskurven (Gaulhofer et al., 2008)	49

Abbildung 40: Stauchelement SZ vor und nach Stauchversuch (Alawieh, 2016)	49
Abbildung 41: (a) Konstruktionszeichnung Stauchelement SZ (SZ Schacht- und Streckenausbau GmbH, 2016) und (b) mögliche Last-Verformungsverläufe des Stauchelements SZ, Schacht- und Streckenausbau (Alawieh, 2016)	50
Abbildung 42: Varianten für das Tragverhalten des Gesamtsystems in Anlehnung an Radoncic & Schubert (2011)	51
Abbildung 43: Forschungsschwerpunkte bei nachgiebigem Ausbau mit Stauchelementen	52
Abbildung 44: Qualitatives Beispiel für die grafische Darstellung der GKL, der AKL und der LDP nach Kainrath-Reumayer et al. (2009) und Feder & Arwanitakis (1976)	57
Abbildung 45: Schematische Darstellung der Spannungsverteilung im plastischen und elastischen Bereich nach Kastner (1971: 42)	58
Abbildung 46: Schematische Skizze der Ausbaukennlinie nach Gschwandtner & Galler (2012)	58
Abbildung 47: Systematische Darstellung des LDP und Übergang auf 3D-Modell nach Pilgerstorfer & Radoncic (2009)	59
Abbildung 48: Ansätze zur Kohäsionserhöhung im 2D Mohr-Coulomb Diagramm; (a) vertikale Verschiebung der Bruchgeraden, (b) horizontale Verschiebung der τ -Achse (Kainrath-Reumayer et al., 2008)	66
Abbildung 49: Forschungsschwerpunkte zur Anwendung der Berechnungsmethoden	68
Abbildung 50: Zeitabhängige Festigkeitsentwicklung einer Spritzbetonrezeptur mit Beschleunigerdosierungen von 6,0 M.-% - 7,5 M.-%	74
Abbildung 51: Exemplarische Darstellung der Auswirkung der Beschleunigerdosierung auf die Entwicklung der Druckfestigkeit zu verschiedenen Messzeitpunkten	75
Abbildung 52: Darstellung der normierten Spritzbetonfestigkeiten n_c über erweiterte Boxplots mit Stichprobenumfang n	76
Abbildung 53: Boxplots der normierten Druckfestigkeit (Spritzbetonalter 1 h, 1,5 h, 2 h) im nicht logarithmischen Maßstab	77
Abbildung 54: Doppellogarithmische Darstellung der normierten Spritzbetonfestigkeiten n_c über Boxplots mit Angabe des Quartilsdispersionskoeffizienten p ; Einteilung der Boxen in 25%- und 75%-Quantile	78
Abbildung 55: Zeitabhängiger Verlauf der Spritzbetondruckfestigkeit für einen Spritzbeton der Festigkeitsklasse C 25/30 nach den vorgestellten Modellen	79
Abbildung 56: Auswertung der Modelle zur Bestimmung der zeitabhängigen Druckfestigkeit anhand der empirischen Festigkeitsverläufe; (a) bezogen auf das 5 %-Quantil; (b) bezogen auf den Median und (c) bezogen auf das 95 %-Quantil	81
Abbildung 57: Zeitabhängiger Verlauf der Spritzbetondruckfestigkeit für einen Spritzbeton der Festigkeitsklasse SpC 25/30 nach den vorgestellten Modellen mit einheitlichem $\kappa = 0,489$ nach Meschke et al. (1996)	84

Abbildung 58: Näherungsfunktion für den Median den zeitlichen Verlauf der normierten Spritzbetondruckfestigkeit n_c	86
Abbildung 59: Empirisches Prognosemodell für Spritzbetonfestigkeiten	87
Abbildung 60: Normierte Spritzbetonfestigkeiten nach Modellen aus der Literatur, intergriert in empirisches Prognosemodell	88
Abbildung 61: Median, Quantile (5 %, 10 %, 25 %, 75 %, 90 % und 95 %) sowie Konfidenzintervalle (KI) des Verhältnisses κ , ermittelt an 44 Messwerten	89
Abbildung 62: Empirisches Prognosemodell zur Ermittlung von Spritzbetonfestigkeiten im Vergleich zu den Verläufen der mathematischen Modelle mit dem Konfidenzintervall zwischen 25 % und 75 % für den empirisch bestimmten κ -Wert sowie den ursprünglichen κ -Wert (rote Kurve); (a) Modell nach Meschke; (b) Modell nach Schädlich und (c) SCDP-Modell	90
Abbildung 63: Versuchsmatrix; Übersicht und Randbedingungen der Untersuchungen.....	93
Abbildung 64: Schematischer Überblick des Spritzbetonversuchsstandes SCOTT (Lehrstuhl für Tunnelbau, Leitungsbau und Baubetrieb).....	95
Abbildung 65: (a) Spritzbetonversuchsstand SCOTT; (b) Spritzbetonroboter in Startposition; (c) Spritzbetonpumpe mit BE-Mitteldosieranlage	96
Abbildung 66: (a) Spritzbetonpalette wird hergestellt und (b) gespritzte Palette.....	97
Abbildung 67: Bohrbild inklusive Prüfungen für die Paletten P1 und P2	98
Abbildung 68: Prüfzyklus für die Bestimmung des stabilisierten Elastizitätsmoduls nach Verfahren B (DIN EN 12390-13, 2014).....	99
Abbildung 69: Zylindrischer Probekörper im Spaltzugversuch nach DIN EN 12390-6 (2010)	100
Abbildung 70: Eingebaute Bohrkern (b _{BK} /h _{BK} = 80 mm/160 mm) in einaxialer Langzeitdruckprüfmaschine der Montanuniversität Leoben, Lehrstuhl für Subsurface Engineering bei einer Umgebungstemperatur von 15 °C und einer relativen Luftfeuchtigkeit von 65 % (Lehrstuhl für Subsurface Engineering)	100
Abbildung 71: In Langzeitbelastungsanlage auf fünf Probekörper applizierte Belastung; Niveaus von 50 % $f_{c,2d}$ bis 30 % $f_{c,2d}$, jeweils abgemindert um 5 %	101
Abbildung 72: Zeitabhängige Frühfestigkeitsentwicklung des untersuchten Spritzbetons und Einteilung in die J-Klassen nach DIN EN 14487-1 (2006); doppellogarithmische Darstellung	102
Abbildung 73: Zeitabhängige Entwicklung der Spritzbetondruckfestigkeit f_c ; grün: Frühfestigkeitsentwicklung und blau: an drei Probekörpern gemessener Mittelwert der Druckfestigkeit sowie Standardabweichung	103
Abbildung 74: Mit Nennfestigkeit $f_{ck} = 20 \text{ N/mm}^2$ normierter Festigkeitsverlauf der Versuchsserie, vergleichend eingeordnet in den Verlauf des empirischen Prognosemodells für Spritzbetondruckfestigkeiten (Kapitel 5.2.4).....	104
Abbildung 75: Zeitabhängige Entwicklung des E-Moduls E_c ; an drei Probekörpern gemessener Mittelwert der Steifigkeit sowie Standardabweichung	105

Abbildung 76: Versuchsergebnisse der zeitabhängigen Entwicklung des E-Moduls im Vergleich zu Versuchsdaten von Neuner et al. (2017b) und Müller (2001).....	106
Abbildung 77: Zeitabhängiger Verlauf der Zugfestigkeit; blau: geprüfter Wert der Spaltzugfestigkeit mit Standardabweichung und grün: berechneter Wert der zentrischen Zugfestigkeit nach Malárics (2010: 69-70) sowie Verhältnis zwischen Druck- und Zugfestigkeit zu den Messzeitpunkten 2d, 7d, 14d, 21d und 28d (grau)	107
Abbildung 78: Verhältnis zwischen experimentell ermittelter Druckfestigkeit zur (a) experimentell ermittelten Zugfestigkeit sowie (b) nach Oluokun et al. (1991) berechneten Zugfestigkeit zu den Messzeitpunkten 2d, 7d, 14d, 21d und 28d.....	108
Abbildung 79: Entwicklung der absoluten Dehnung von fünf (SpB IV-1 – SpB IV-5) Spritzbetonproben im Untersuchungszeitraum zwischen zwei und 28 Tagen unter kontinuierlicher Belastung von $30 \% \cdot f_{c,2d} - 50 \% \cdot f_{c,2d}$ (6,6 N/mm ² - 10,9 N/mm ²).....	109
Abbildung 80: Nachgiebigkeitsfunktionen der Probekörper (SpB IV-1, SpB IV-2, SpB IV-3, SpB IV-5) im Untersuchungszeitraum zwischen zwei und 28 Tagen	110
Abbildung 81: Zeitliche Entwicklung der axialen Verformung: Experimentelle Ergebnisse aus den Kriechversuchen der Langzeitbelastungsanlage der Montanuniversität Leoben mit den unterschiedlichen Belastungsniveaus im Vergleich zu den berechneten numerischen Ergebnissen mit dem kalibrierten SCDP-Modell nach Neuner et al. (2017a).....	111
Abbildung 82: Versuchsmatrix, Darstellung der Einbausituationen und zugehörige Versuche.....	114
Abbildung 83: Beispiele für tangentielle und radiale Verschiebungen der Tunnelschalenaufleger (Tauertunnel)	115
Abbildung 84: Entwicklung des jungen Spritzbetons nach DIN EN 14487-1 (2006)	116
Abbildung 85: Systemskizze zu den Versuchen I-III.....	117
Abbildung 86: Ergebnisse der numerischen Berechnung zu Versuch I.....	118
Abbildung 87: Ergebnisse der numerischen Berechnung zu Versuch II	119
Abbildung 88: Ergebnisse der numerischen Berechnung zu Versuch III	119
Abbildung 89: Versuchsaufbau zur vergleichenden Untersuchung von Stauchelementen	120
Abbildung 90: Mittlere Last-Verformungsverläufe, Versuch I-III	122
Abbildung 91: Versuchskörper im Versuchsaufbau zu Beginn und zum Ende des Versuchs	123
Abbildung 92: (a) Mittlere Last-Verformungsverläufe bezogen auf das Auslegungsniveau, Versuch I und (b) Mittlere Last-Verformungsverläufe bezogen auf das Auslegungsniveau, Versuch II	123
Abbildung 93: Wabe-Element mit Einschub.....	125
Abbildung 94: (a) Mittlere Last-Verformungsverläufe der unterschiedlichen Stauchelemente bezogen auf das Auslegungsniveau, Versuch III und (b) Darstellung der Styrodur-Einlagen bei Versuch III-2 (hiDCon-Element)	127
Abbildung 95: Maximal aufgetretene Konvergenzen im Tauerntunnel und schadlos aufzunehmende Grenzkonvergenz der monolithischen Spritzbetonschale nach Porr (2007-2009)	133

Abbildung 96: Geometrische Herleitung – Zusammenhang zwischen Tangential- und Radialverschiebung bei einem Kalottenvortrieb	133
Abbildung 97: Maximal aufgetretene Konvergenzen im Nordvortrieb sowie schadlos aufzunehmende minimale Grenzkonvergenz	134
Abbildung 98: Maximal aufgetretene Konvergenzen im Nordvortrieb im Verhältnis zur jeweiligen Grenzkonvergenz.....	135
Abbildung 99: Maximal aufgetretene Konvergenzen im Nordvortrieb im Verhältnis zur prognostizierten Gebirgsart	136
Abbildung 100: Auswertung von Modellen zur Kategorisierung des druckhaften Gebirgsverhaltens am Beispiel des Tauerntunnels	137
Abbildung 101: Rechenabläufe und kausale Zusammenhänge des programmierten MATLAB-Codes nach Schröder (2016)	140
Abbildung 102: Exemplarische Benutzeroberfläche zur Implementierung in das MATLAB-Berechnungsmodell	141
Abbildung 103: GKL ohne (a) und mit (b) Entfestigung des Gebirges nach (Schröder, 2016).....	142
Abbildung 104: Vergleich der Ansätze zur Berechnung der AKL nach Schröder (2016)	144
Abbildung 105: Vergleich der Ansätze zur Berechnung der LDP; (a) Primärspannung von 5 MPa und (b) 10 MPa nach Schröder (2016).....	145
Abbildung 106: Zeitabhängige Frühfestigkeitsentwicklung – Mittelwerte der Erstprüfungen des Tauerntunnels, Modelle nach Kapitel 4.3.1 und gemittelte prozentuale Abweichung	147
Abbildung 107: Längsschnitt des Nordvortriebs des Tauerntunnels inkl. zur Validierung genutzte Querschnitte nach ASFINAG (2006).....	148
Abbildung 108: Schnittpunktermittlung mithilfe des MATLAB-Berechnungsmodells für TM 592	148
Abbildung 109: Konvergenzen aus dem KLV für die Modelle der GKL im Vergleich zu den gemessenen Konvergenzen am Tauerntunnel.....	149
Abbildung 110: Implementierung der mit dem empirischen Prognosemodell entwickelten AKL in MATLAB-Berechnungsmodell	151
Abbildung 111: (a) Empirisches Prognosemodell erweitert um die normierten mittleren Messwerte des Tauerntunnels und (b) Vergleich der mittleren Messwerte der Frühfestigkeit mit Modellen nach Schädlich et al. (2014) und 25 %-Quantil des empirischen Prognosemodells	152
Abbildung 112: Linearisierung des Last-Verformungsverhaltens für ein nachgiebiges Stauchelement (Hammer & Thewes, 2018).....	153
Abbildung 113: Berechnungsbeispiel zum KLV, erstellt mit MATLAB-Berechnungsmodell; (a) AKL mit monolithischer Spritzbetonschale und (b) mit Stauchelementen nach Hammer & Thewes (2018).....	154
Abbildung 114: Parameterübersicht zum Einfluss der geotechnischen Randbedingungen auf die Verschiebungsentwicklung im Gebirge.....	156

Abbildung 115: Entwicklung der Endverschiebung und des plastischen Radius nach dem KLV in Abhängigkeit von Überlagerung, E-Modul, einaxialer Gesteinsfestigkeit und GSI.....	158
Abbildung 116: Auswertung der Parameterstudie mit dem KLV.....	159
Abbildung 117: Ergebnisse der numerischen Nachrechnung der Versuche (gestrichelt) im Vergleich zu den Versuchsergebnissen aus Kapitel 5.4	164
Abbildung 118: (a) Abmessungen und Auflagerbedingungen des Berechnungsmodells und Abmessungen und (b) Aufbau der geschlitzten Spritzbetonschale mit Stauchelementen, Systemankerung und Interface	166
Abbildung 119: Bauablauf im 2D-Modell mit aktivierten Elementen und Größe des iterativ ermittelten Phasenfaktors nach Hammer et al. (2018).....	168
Abbildung 120: (a) Tunnellängsschnitt des Nordvortriebs mit angetragenem Referenzquerschnitt nach ASFINAG (2006) und (b) Foto der Geologie an der Kalottenortsbrust nach Porr (2007-2009).....	169
Abbildung 121: H/V-Verschiebung für Messquerschnitt TM 1.731 (Porr, 2007-2009)	170
Abbildung 122: (a) Vergleich der gemessenen zur berechneten vertikalen Verschiebungsentwicklung im Firstpunkt und im Stauchelement; (b) Verformungsfigur in y-Richtung in Phase 7.....	170
Abbildung 123: (a) Normalkräfte N_x in der Spritzbetonschale und den Ankern in Phase 7 und (b) Normalkraftentwicklung im Firstpunkt und Stauchelement.....	171
Abbildung 124: Eingangsparameter für die numerische Parameterstudie, Variationsbandbreite sowie konstante Ausgangsbedingungen.....	173
Abbildung 125: Referenzpunkte für die Analyse der Parameterstudie; (a) Schnittgrößen und (b) Verschiebungen	174
Abbildung 126: Verschiebungsentwicklung in den Referenzpunkten in Abhängigkeit vom E-Modul E	175
Abbildung 127: Einfluss des E-Moduls auf (a) die Normalkräfte und (b) die Momente in der Tunnelschale .	176
Abbildung 128: Einfluss des E-Moduls auf die Spannungsumlagerung im Gebirge	177
Abbildung 129: (a) Einfluss des Seitendruckbeiwerts k_0 auf die Verschiebungsentwicklung und (b) horizontale Verschiebungsentwicklung im Vergleich bei $k_0 = 0,1$ und $k_0 = 1,0$	178
Abbildung 130: (a) Änderungen der Normalkräfte in der Spritzbetonschale und (b) der Spannungsverteilung σ_{xy} in Abhängigkeit vom Seitendruckbeiwert k_0	179
Abbildung 131: Einfluss (a) der einaxialen Gesteinsfestigkeit σ_{ci} , (b) des GSI und (c) des Parameters m_i auf die Verschiebungsentwicklung.....	180
Abbildung 132: Einfluss (a) der einaxialen Gesteinsfestigkeit σ_{ci} , (b) des GSI und (c) des Parameters m_i auf die Normalkräfte in der Spritzbetonschale und im Stauchelement.....	180
Abbildung 133: Einfluss (a) des Geological Strength Index GSI , (b) des Hoek-Brown-Parameters m_i und (c) der einaxialen Gesteinsfestigkeit σ_{ci} auf die Plastifizierung des Gebirges ϵ_{p1}	181
Abbildung 134: Einfluss der Interfacesteifigkeit auf die Normalkräfte in der Spritzbetonschale und in den Stauchelementen	182

Abbildung 135: Abhängigkeit der Verschiebungsentwicklung von der Interfacesteifigkeit K_n	183
Abbildung 136: Einfluss der Überlagerungshöhe auf (a) die Verschiebungen und (b) die Normalkräfte in der Spritzbetonschale.....	184
Abbildung 137: (a) Abmessungen und Auflagerbedingungen des Berechnungsmodells und (b) Aufbau der geschlitzten Spritzbetonschale mit Stauchelementen, Systemankerung und Gitterträgern..	187
Abbildung 138: Versuchsergebnisse zur zeitabhängigen Entwicklung des E-Moduls von Spritzbeton sowie stellenweise interpolierte Eingabewerte für numerische Berechnungen	188
Abbildung 139: (a) Numerische Umsetzung des Stauchelements als Feder und (b) Ergebnisse des untersuchten Last-Verformungsverhaltens der drei Stauchsysteeme sowie Ergebnisse der numerischen Nachrechnung	189
Abbildung 140: (a) Lage eines eingebetteten Bewehrungstabes in einem Volumenelement nach (Schreppers, 2011) und (b) Mutterelemente mit erhöhter Steifigkeit	190
Abbildung 141: Funktionsskizze eines Interface-Elements (3+3 Knoten) (DIANA, 2014).....	191
Abbildung 142: (a) Prinzipskizze des modellierten Bauablaufs über den Längsschnitt und (b) Aufteilung der Ausbruchsreihenfolge im Querschnitt.....	192
Abbildung 143: Vergleich zwischen gemessener und berechneter vertikaler und horizontaler Verschiebungsentwicklung in (a) Firste, (b) Kämpfer und (c) Ulme	193
Abbildung 144: Spannungsverteilung der Spritzbetonschale (a) mit Stauchelementen und (b) ohne Stauchelemente im Querschnitt und im Längsschnitt.....	194
Abbildung 145: Verformungsfigur der Kalottenspritzbetonschale und der Systemankerung im Endzustand	196
Abbildung 146: Verformungsfigur der Kalottenspritzbetonschale und der Systemankerung im Endzustand für Seitendruckbeiwerte (a) $k_0 = 1,0$ und (b) $k_0 = 0,25$	197
Abbildung 147: Fragestellung zum Verhalten an der Interaktionsfläche zwischen Gebirge, Spritzbeton und Stauchelement	198
Abbildung 148: Verschiebungsentwicklung an der Interaktionsfläche zwischen Gebirge, Spritzbeton und Stauchelement, (a) unverformtes System und (b) verformtes System.....	199
Abbildung 149: Vergleich der vertikalen Verschiebungsentwicklung in der Firste; gemessene Verschiebungen am Tauerntunnel, mit 2D- und 3D-Modell berechnete Verschiebungen	201
Abbildung 150: Anforderung an das Last-Verformungsverhalten eines Stauchelements basierend auf prognostizierten Gebirgskennwerten (Tauerntunnel) und empirischem Prognosemodell für Spritzbetonfestigkeiten sowie geprüftem Last-Verformungsverhalten der Stauchelemente (Kapitel 5.4).....	205
Abbildung 151: Einbindung der Berechnungsmethoden für den nachgiebigen Ausbau in die Leistungsphasen nach HOAI (2009) und ITA/AITES (2016:10) in Anlehnung an DGG (2014:102-103)	208
Abbildung 152: Implementierungsansatz für Spritzbeton und Stauchelemente bei der Vorplanung	209
Abbildung 153: Implementierungsansatz für Spritzbeton und Stauchelemente bei der Entwurfsplanung	210
Abbildung 154: Implementierungsansatz für Spritzbeton und Stauchelemente bei der Ausführungsplanung	211

Abbildung 155: Implementierungsansatz für Spritzbeton und Stauchelemente bei der Bauausführung bzw. Bauüberwachung	212
Abbildung 156: Angewandte Methodik zur Untersuchung des Systemverhaltens eines nachgiebigen Spritzbetonausbaus mit Stauchelementen in druckhaftem Gebirge.....	214

Tabellenverzeichnis

Tabelle 1:	Tunnelbauwerke im alpinen Raum mit Einsatz von Stauchelementen.....	1
Tabelle 2:	Größenordnung von Seitendruckbeiwert K_0 und Poissonzahl ν nach Prinz & Strauß (2011) ..	15
Tabelle 3:	Intensität des druckhaften Gebirgsverhaltens nach Goel et al. (1995).....	19
Tabelle 4:	Klassifizierung des druckhaften Gebirgsverhaltens nach Aydan et al. (1993)	22
Tabelle 5:	Funktionsparameter zur Bestimmung der kritischen Überlagerungshöhe nach Radoncic & Schubert (2011)	26
Tabelle 6:	Datenübersicht Spritzbetone.....	73
Tabelle 7:	Parameter zur Anpassung der mathematischen Modellfunktion auf die Datenpunkte.....	86
Tabelle 8:	Betonrezeptur der Versuchsmischung.....	94
Tabelle 9:	Ausführung der gelieferten Probekörper nach Wiese (2011)	121
Tabelle 10:	Gegenüberstellung der Ergebnisse aus den Versuchsreihen I und II (abgelesen aus den Mittelwerten).....	126
Tabelle 11:	Gegenüberstellung der Ergebnisse aus der Versuchsreihe III (abgelesen aus den Mittelwerten)	128
Tabelle 12:	Gegenüberstellung des Systemverhaltens der geprüften Stauchelemente nach Wiese (2011).....	129
Tabelle 13:	Kennwerte zur Berechnung des KLV mit nachgiebiger Spritzbetonschale	154
Tabelle 14:	Gebirgsmechanische Berechnungsparameter für TM 1.731 (vgl. ASFINAG, 2002).....	163
Tabelle 15:	Zusammenstellung der Eingabeparameter für die Ausbauelemente	165
Tabelle 16:	Verschiebungen der Knoten im Querschnitt für beide Interfacesteifigkeiten.....	199

Abkürzungsverzeichnis

%	Prozent	ISRM	Internationale Gesellschaft für Gebirgsmechanik
‰	Promille	J1, J2, J3	Spritzbetonklassen
∅	Durchmesser	Ka	Kalotte
ACI	American Concrete Institute	KLV	Kennlinienverfahren
AFTES	Association Française des Tunnels et de l'Espace Souterrain	kN	Kilonewton
AKL	Ausbaukennlinie	LDP	Longitudinal Deformation Profile (radiale Hohlraumrandverschiebung in Tunnellängsrichtung)
ASFINAG	Autobahnen- und Schnellstraßen-Finanzierungs-Aktiengesellschaft	ln	Logarithmus
ATG	AlpTransit Gotthard	LSC	Lining Stress Controller
bzw.	beziehungsweise	M.-%	Massenprozent
ca.	circa	m	Meter
CEB-FIB	Comité européen du béton - Fédération internationale du béton	MATLAB	kommerzielle Software zur Lösung mathematischer Problemstellungen (MathWorks)
cm	Zentimeter	mm	Millimeter
DIANA	kommerzielle Software zur Lösung numerischer Problemstellungen (DIANA FEA BV)	MPa	Megapascal
DIN	Deutsches Institut für Normung	OB	Ortsbrust
DSI	Dywidag-Systems International	ÖVBB	Österreichische Vereinigung für Beton und Bautechnik
EANG	Empfehlungen des Arbeitskreises Numerik in der Geotechnik	P	Palette
EC	Eurocode	S	Standardabweichung
E-Modul	Elastizitätsmodul	SCDP	Shotcrete Damage Plasticity
EN	Europäische Norm	SCH	Schlitz
et al.	und andere	SCOTT	Sprayed COncrete Testing unit for Tunnelling
etc.	et cetera	SE	Stachelement
evtl.	eventuell	SpB	Spritzbeton
exp	Exponentialfunktion	SRF	Spannungsreduktionsfaktor
FDM	Methode der finiten Differenzen	St	Strosse
FEM	Methode der finiten Elemente	St.	Saint
GA	Gebirgsarten	TM	Tunnelmeter
GFK	glasfaserverstärkte Kunststoffe	vgl.	vergleiche
GKL	Gebirgskennlinie	w/z-Wert	Wassermenge
GSI	Geological Strength Index		
h	Stunde		
hiDCon	High Deformable Concrete		

Formelverzeichnis

A	[mm ²]	Auflagerfläche Stauchelement
A_{SpB}	[m ²]	Auflagerfläche der Spritzbetonschale für Stauchelement
B	[m]	Tunnelbreite
b_{SE}	[m]	Breite Stauchelement
c	[MPa]	Kohäsion
D	[m]	Disturbance Factor
d	[m]	Tunneldurchmesser
d_{BK}	[m]	Durchmesser Spritzbetonbohrkern
d_{SpB}, e_{SpB}	[m]	Dicke der Spritzbetonschale
E^{adj}	[MPa]	Elastizitätsmodul des benachbarten Gitterelements
E_{SpB}	[MPa]	Elastizitätsmodul Spritzbeton
F_{Ausl}	[N]	Auslegungsniveau Stauchelement
f_c, β_{SpB}	[MPa]	Spritzbetondruckfestigkeit
$f_{c,1}$	[MPa]	Spritzbetondruckfestigkeit nach einem Tag
$f_{c,28}$	[MPa]	Spritzbetondruckfestigkeit nach 28 Tagen
f_{ck}	[MPa]	charakteristische Zylinderdruckfestigkeit
f_{ct}	[MPa]	zentrische Zugfestigkeit
$f_{ct,Sp}$	[MPa]	Spaltzugfestigkeit
F_{SE}	[kN]	maximal aufnehmbare Kraft je Stauchelement
$F_{SE,i}$	[kN]	aufnehmbare Kraft je Laststufe des Stauchelements
f_{yk}	[MPa]	Fließspannung Stahl
GSI	[-]	Geological Strength Index
H	[m]	Überlagerungshöhe
H^*, H_0, ε_0	[-]	Funktionsparameter zur Bestimmung der kritischen Überlagerungshöhe nach Radoncic (2011)
h_{BK}	[mm]	Spritzbetonbohrkernhöhe
H_{crit}	[m]	kritische Überlagerungshöhe nach Radoncic (2011)
IQR	[-]	Interquartilsabstand
k	[m/s]	Gebirgsdurchlässigkeit
K_0	[-]	Seitendruckbeiwert

k_G	[m/s]	Gesteinsdurchlässigkeit
K_n	[kN/m ³]	normale Interfacesteifigkeit
K_t	[kN/m ³]	tangentiale Interfacesteifigkeit
K_{SN}	[kN/m ³]	Steifigkeit der AKL
$K_{SN,spB}$	[kN/m ³]	Steifigkeitsanteil der AKL für monolitische Spritzbetonschale
l^{el}	[m]	Charakteristische Länge eines Elements
m_i	[-]	Materialkonstante zur Beschreibung der Reibungseigenschaften (Hoek-Brown-Parameter)
M_z	[kNm]	Biegemoment
N	[-]	Rock Mass Number
n	[-]	Stichprobenumfang
N_c	[-]	Verhältnisfaktor
N_x	[kN]	Normalkraft
n_c	[-]	normierte Spritzbetondruckfestigkeit
n_{ges}	[-]	Bandbreite an Stichproben
n_{SE}	[-]	Anzahl der Stauchelemente
p	[-]	Quartildispersionskoeffizient
p_i	[MPa]	Ausbaustützdruck
p_0	[MPa]	Überlagerungsdruck
$p_{i,ult}$	[MPa]	maximaler Ausbaustützdruck
$p_{N,vorh}$	[MPa]	Normalkraft in der Spritzbetonschale
$p_{SE,i}$	[MPa]	Ausbaustützdruck der Stauchelemente
Q	[-]	Gebirgsqualität nach Barton et al. (1974)
r_0	[m]	Ausbruchradius
r_a	[m]	äußerer Radius
r_i	[m]	innerer Radius
r_p	[m]	plastischer Radius
r_{spB}	[m]	mittlerer Radius der Spritzbetonschale
s_i	[-]	Hoek-Brown-Parameter
t_{SE}	[cm]	Tiefe Stauchelement
u_{End}	[cm]	radiale Gesamtverschiebung
$u_{r,0}$	[cm]	vorausseilende Radialverschiebung

u_r	[cm]	Radialverschiebung
$u_{r,el}$	[cm]	elastische Radialverschiebung
$u_{r,max}$	[cm]	maximale Radialverschiebung
$u_{r,pl}$	[cm]	plastische Radialverschiebung
$u_{r,ult,pl}$	[cm]	gesamte Radialverschiebung
u_t	[cm]	Tangentialverkürzung der Spritzbetonschale
X	[-]	Funktionsparameter zur Verschiebungsentwicklung nach Sulem et al. (1987)
x	[m]	Ortsbrustabstand
$x_{25\%}$	[-]	Wert des 25%-Quantil
$x_{75\%}$	[-]	Wert des 75%-Quantil
x_m	[-]	Median
α	[-]	Ausnutzungsgrad Spritzbeton nach Radonic (2011)
Δl_{SE}	[cm]	Längenänderung Stauchelement
ε	[-]	Radialdehnung im ungestützten Zustand
ε_{θ}^a	[-]	Tangentialdehnung am Tunnelrand
ε_{θ}^e	[-]	tangentiale Dehnungsgrenze im elastischen Zustand
ε_e	[-]	elastische Dehnungsgrenze
$\varepsilon_f, \varepsilon_p, \varepsilon_s$	[-]	Dehnungslevel nach Aydan et al. (1993)
ε_{p1}	[-]	Plastische Dehnung des Gebirges
ε_{spB}	[-]	Stauchpotential des Spritzbetons
γ	[N/m ³]	Wichte
γ_c	[-]	Teilsicherheitsbeiwert Beton
η	[-]	normiertes Auslegungsniveau der Stauchelemente
η_f	[-]	normierter Dehnungslevel nach Aydan et al. (1993)
η_p	[-]	normierter Dehnungslevel nach Aydan et al. (1993)
η_s	[-]	normierter Dehnungslevel nach Aydan et al. (1993)
κ	[-]	Verhältnisswert $f_{c,1}/f_{c,28}$
$\bar{\kappa}$	[-]	Mittelwert der Verhältnisswerte
φ	[°]	Reibungswinkel des Gebirges
σ	[MPa]	aufgebrachte Spannung zur Ermittlung des E-Moduls
σ_a	[MPa]	obere Prüfspannung zur Ermittlung des E-Moduls

σ_b	[MPa]	untere Prüfspannung zur Ermittlung des E-Moduls
σ_{ci}	[MPa]	einaxiale Druckfestigkeit des Gesteins
σ_{cm}	[MPa]	einaxiale Druckfestigkeit des Gebirges
σ_n	[MPa]	Normalspannung
σ_p	[MPa]	Vorbelastungsspannung zur Ermittlung des E-Moduls
σ_r	[MPa]	Radialspannung des Gebirges
σ_t	[MPa]	Tangentialspannung des Gebirges
σ_3	[MPa]	Hauptspannung
ν	[-]	Poissonzahl
Ψ	[°]	Dilatationswinkel

Kurzfassung

Im konventionellen Tunnelbau bei druckhaften Gebirgsverhältnissen ist die Wahl eines geeigneten Ausbaukonzeptes elementar. Druckhaftes Gebirgsverhalten äußert sich durch hohe Gebirgsspannungen in Kombination mit großen zeitabhängigen Deformationen. Der Einsatz von Stauchelementen zur Schaffung einer gezielten Nachgiebigkeit des Spritzbetonausbaus gehört zum internationalen Stand der Technik. Die definierte Nachgiebigkeit durch die Stauchelemente führt zu einem abweichenden kinematischen Gesamttragverhalten der Spritzbetonschale im Vergleich zu einem monolithischen Spritzbetonausbau. Ausschlaggebend für die Optimierung des Ausbaukonzeptes ist der funktionale Zusammenhang zwischen dem zeitabhängigen Materialverhalten des Spritzbetons und dem Last-Verformungsverhalten der Stauchelemente. Geeignete Berechnungsmodelle müssen diesen daher berücksichtigen. Ziel der vorliegenden Arbeit ist es, die grundlegenden Zusammenhänge zwischen den Stauchelementen und dem Systemverhalten der Spritzbetonschale zu analysieren, um so Aussagen für ein geeignetes Ausbaukonzept in druckhaftem Gebirge treffen zu können.

Um die Kombination des Spritzbetonausbaus mit den Stauchelementen in druckhaftem Gebirge zu verstehen, werden die Einzelbestandteile, Spritzbeton und Stauchelement, zunächst experimentell untersucht. Auf verschiedenen Komplexitätsebenen werden sie anschließend numerisch zusammengeführt, um die Interaktion zu erfassen.

Im Detail bilden vergleichende Untersuchungen zum Last-Verformungsverhalten von Stauchelementen sowie experimentelle Untersuchungen zum zeitabhängigen Materialverhalten von Spritzbeton die Grundlage zur Implementierung in die Berechnungsmodelle. Spritzbetonfestigkeiten von Projekt- und Versuchsdaten werden ausgewertet und ein empirisches Prognosemodell zur Ermittlung zeitabhängiger Spritzbetonfestigkeitsverläufe entwickelt. Für die verschiedenen Projektentwicklungsphasen werden die analytischen und numerischen Modelle mit entsprechendem Detaillierungsgrad erstellt und anhand eines Referenzprojekts validiert. Für die Vorplanung wird das Kennlinienverfahren (KLV) in ein MATLAB-Tool implementiert und um die zuvor entwickelten Materialmodelle ergänzt. Eine Variationsstudie mit dem KLV zeigt den Einfluss der geotechnischen Randbedingungen auf die Verschiebungsentwicklung des Gebirges. Für den Einsatz in der Entwurfsplanung wird ein zweidimensionales numerisches Modell erstellt. Mit diesem Modell wird eine Analyse zum Einfluss von Gebirgs- und Systemparametern auf die Belastung der nachgiebigen Spritzbetonschale durchgeführt. Die Erkenntnisse werden in ein dreidimensionales Modell übertragen, welches in der Ausführungsplanung zu berücksichtigen ist. Mit diesem Modell wird das kinematische Tragverhalten des Gesamtsystems mit Fokus auf der Interaktion zwischen Gebirge, Spritzbetonschale und Stauchelement analysiert.

Aus den Erkenntnissen werden Empfehlungen zur Dimensionierung von Stauchelementen unter Berücksichtigung der zeitabhängigen Festigkeitsentwicklung des Spritzbetons gegeben. Außerdem werden Implementierungsstrategien für die Ausbaukomponenten Spritzbeton und Stauchelement in die jeweiligen Berechnungsmodelle vorgestellt und eine Anwendung für die entsprechende Projektentwicklungsphase empfohlen.

Abstract

In conventional tunnelling under squeezing ground conditions, the choice of a suitable support concept is extremely important. Squeezing ground conditions are characterised by high ground stresses in combination with large time-dependent deformations. The use of yielding elements to create targeted flexibility of the sprayed concrete lining is internationally state of the art. The defined flexibility through the yielding elements leads to a different kinematic overall performance of the sprayed concrete lining compared to a plain sprayed concrete support. Decisive for the optimisation of the construction concept is the functional relationship between the time-dependent material behaviour of the sprayed concrete and the load-deformation behaviour of the yielding elements. Suitable calculation models must therefore take this into account. The aim of the present work is to analyse the basic relationships between the yielding elements and the system behaviour of the sprayed concrete lining in order to be able to make statements regarding a suitable support concept for squeezing ground.

To understand the interaction of the sprayed concrete lining with the yielding elements in squeezing ground, the individual components, i.e. sprayed concrete and yielding elements, are first experimentally investigated. At different complexity levels, they are then numerically merged to capture the interaction.

In detailed terms, the comparative investigations on the load-deformation behaviour of yielding elements and experimental investigations on the time-dependent material behaviour of sprayed concrete represent the basis for implementation in the calculation models. An empirical forecasting model for the determination of time-dependent sprayed concrete strength increase is developed based on in-situ and experimental data. The analytical and numerical models are created with the appropriate degree of detail and validated by means of a reference project for the various phases of the project stage. For the preliminary design, the convergence confinement method (CCM) is supplemented by the previously developed material models and implemented in a MATLAB calculation. A variation study with the CCM shows the influence of the geotechnical boundary conditions on the displacement development of the ground. A two-dimensional numerical model is created for use in the conceptual design. This model is used to analyse the influence of ground and system parameters on the load on the flexible sprayed concrete lining. The findings are translated into a three-dimensional model that analyses the kinematic behaviour of the overall system with a focus on the interaction between ground, sprayed concrete lining and yielding element.

Recommendations for the dimensioning of yielding elements are drawn from the findings, taking into account the time-dependent strength development of the sprayed concrete. In

addition, implementation strategies for the construction components, i.e. sprayed concrete and yielding elements, are presented in the respective calculation models, and an application for the corresponding project stage is recommended.

1 Einführung

1.1 Problemstellung

Bei druckhaftem Gebirgsverhalten kann die konventionelle Ausbauweise mit Spritzbeton, Gebirgsankern und Stahlbögen den Gebirgsdruck nicht aufnehmen. Es kommt zu Abplatzungen bis hin zu einer Zerstörung der Spritzbetonschale. Zur kontrollierten Aufnahme der Gebirgsverformung werden daher zusätzlich Stauchelemente in die Spritzbetonschale eingesetzt. Die definierte Nachgiebigkeit führt zu einem abweichenden kinematischen Gesamttragverhalten der Spritzbetonschale, welches näher zu untersuchen ist. Zudem bedarf es für ein nachgiebiges Ausbaukonzept einer Überarbeitung bestehender Berechnungsmodelle unter Berücksichtigung neuester Materialentwicklungen sowie einer einheitlichen Analyse des Last-Verformungsverhaltens von Stauchelementen.

Der Spritzbetonausbau in Kombination mit Stauchelementen hat sich international durchgesetzt und sich als wirtschaftliche und sichere Alternative gegenüber einem steifen Ausbau mit monolithischer Spritzbetonschale bewährt. In Deformationsschlitz der Spritzbetonschale eingebaute Stauchelemente ermöglichen eine kontrollierte Gebirgsverformung und reduzieren die auf den jungen Spitzbeton wirkende Belastung. Tabelle 1 zeigt die Tunnelbauwerke im alpinen Raum, bei denen Stauchelemente zur Aufnahme hoher Gebirgsdrücke eingesetzt wurden.

Tabelle 1: Tunnelbauwerke im alpinen Raum mit Einsatz von Stauchelementen

Tunnel	Land	Fertigstellung	Referenzen
Galgenbergtunnel	Österreich	1998	Schubert (1996)
Strenger Tunnel	Österreich	2006	Budil et al. (2004)
2. Röhre Tauerntunnel	Österreich	2010	Podjadtke & Weidig (2010)
Lötschberg Basistunnel	Schweiz	2007	Kovári (2005)
Zugangstollen St. Martin La Porte (Lyon-Turin-Basistunnel)	Frankreich	2011	Barla et al. (2008)
Gotthard-Basistunnel	Schweiz	2011	Billig et al. (2008)
Koralmtunnel KAT3	Österreich	2023 (geplant)	Wagner et al.(2009)
Semmering-Basistunnel	Österreich	2026 (geplant)	Poisel et al. (2017)

Die Analyse des Systemverhaltens und insbesondere die Verschiebungsprognose des Gebirges ist die Grundlage für den Entwurf des Tunnelausbaus. Eine realitätsnahe Einschätzung des Gebirgsverhaltens im Zusammenspiel mit dem geplanten Ausbau ist daher die Voraussetzung für eine technisch sinnvolle und wirtschaftliche Dimensionierung. Hierzu existieren in den Normen und der Fachliteratur analytische und numerische Methoden. Der französische Tunnelbauverband AFTES (Association Française des Tunnels et de l'Espace

Souterrain) empfiehlt für die Vorplanung das Kennlinienverfahren zur Analyse der Interaktion zwischen Gebirge und Ausbau. Der Arbeitskreis Numerik in der Geotechnik schlägt in der Projektierung Berechnungen mithilfe von ebenen und für die Hauptberechnung von räumlichen Modellen vor. (Panet et al., 2001; Wittke et al., 2012; DGG, 2014: 102-103)

Bei einer nachgiebigen Spritzbetonschale besteht ein funktionaler Zusammenhang zwischen dem zeitabhängigen Materialverhalten des Spritzbetons und dem Last-Verformungsverhalten der Stauchelemente. Bei der Untersuchung des kinematischen Gesamtsystems sollte dieser Zusammenhang berücksichtigt werden, in den Normen und Empfehlungen wird hierzu keine nähere Angabe gemacht. In der Literatur existieren Ansätze für die Implementierung der nachgiebigen Spritzbetonschale, der funktionale Zusammenhang zwischen dem zeitabhängigen Materialverhalten des Spritzbetons und dem Last-Verformungsverhalten der Stauchelemente wird bislang allerdings nur vereinzelt behandelt. Dabei bestimmt die Interaktion von Spritzbeton und Stauchelement maßgebend das Ausbaukonzept. Experimentelle Untersuchungen hierzu sind unabdingbar, um einerseits das Systemverhalten des kinematischen Gesamtsystems zu verstehen und andererseits mit den Ergebnissen realitätsnahe Grundlagen für analytische und numerische Berechnungen zu schaffen.

1.2 Zielsetzung und wissenschaftliches Vorgehen

Die Arbeit verfolgt die Zielstellung, neue Implementierungsansätze für Spritzbeton und Stauchelemente in konventionellen Berechnungsmethoden zu entwickeln sowie den Einfluss von Stauchelementen auf das Systemverhalten der Spritzbetonschale im druckhaften Gebirge zu untersuchen. Dazu gehört es, die Einflussfaktoren auf druckhaftes Gebirgsverhalten zu beschreiben, nachgiebige Ausbaukonzepte vorzustellen sowie auf die Einzelkomponenten und das Systemverhalten des Ausbaukonzepts einzugehen. Außerdem müssen konventionelle Berechnungsansätze erläutert und die Auswirkungen des druckhaften Gebirgsverhalten auf das Gesamtragsystem analysiert werden.

Aus der Zielsetzung ergeben sich drei Forschungsschwerpunkte, die sich in drei Themenbereiche gliedern:

- Druckhaftes Gebirgsverhalten
- Nachgiebiges Sicherungskonzept
- Berechnungsmethoden

Zur Vertiefung der einzelnen Themenschwerpunkte wird die in Abbildung 1 dargestellte Methodik angewendet.

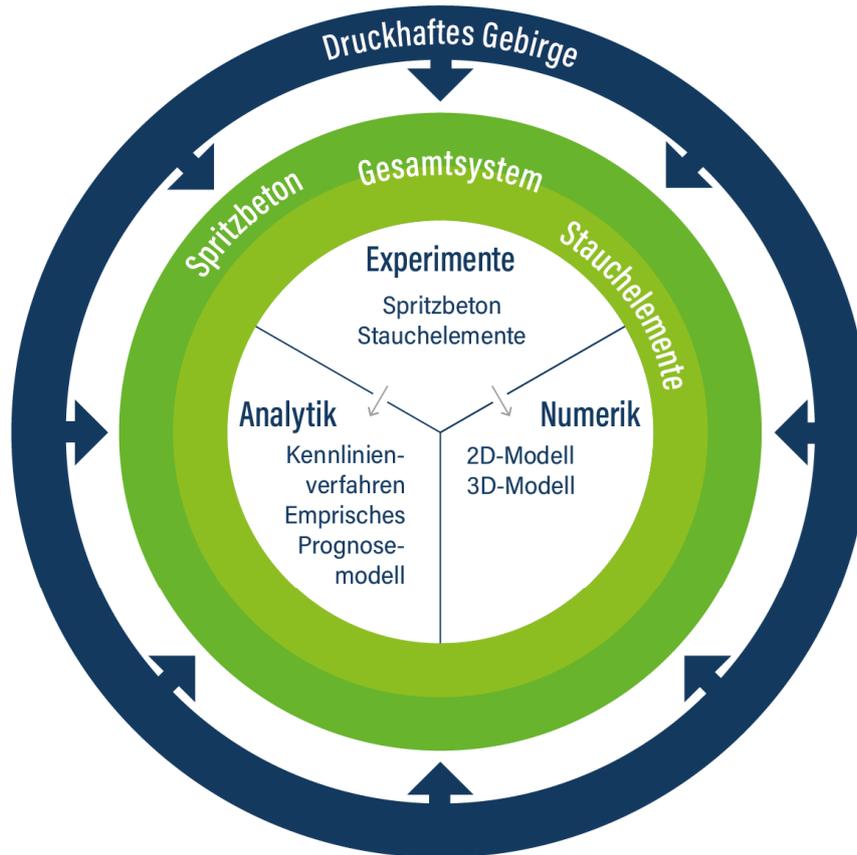


Abbildung 1: Angewandte Methodik zur Untersuchung des Systemverhaltens eines nachgiebigen Spritzbetonausbaus mit Stauchelementen in druckhaftem Gebirge

Der Einfluss des druckhaften Gebirges auf das Gesamtsystem wird analysiert, Schwerpunkt der Arbeit ist die Auswirkung auf die Ausbaukomponenten Spritzbeton und Stauchelemente. Das Materialverhalten der Komponenten wird experimentell untersucht, um Daten zur Modellbildung für die analytischen und numerischen Berechnungsmodelle zu generieren. Unter Berücksichtigung der Versuchsergebnisse und der Gebirgeinflüsse werden analytische und numerische Modelle entwickelt und validiert. Zur Untersuchung des Systemverhaltens werden Parameterstudien und Simulationen durchgeführt.

Die Erkenntnisse münden schließlich in Empfehlungen zur Dimensionierung und zum Einsatz von Stauchelementen sowie in Empfehlungen zur Implementierung bislang unberücksichtigter Eigenschaften der Ausbaukomponenten eines nachgiebigen Spritzbetonausbaus für die Tunnelbaupraxis.

Die konkrete Umsetzung dieser Methodik wird anhand der Gliederung der Arbeit in Kapitel 1.3 beschrieben.

1.3 Gliederung der Arbeit

Die vorliegende Arbeit gliedert sich in drei Bausteine: Grundlagen, Forschung, Empfehlungen. Innerhalb dieser Bausteine wird die in Kapitel 1.2 beschriebene Methodik umgesetzt, (Abbildung 2).

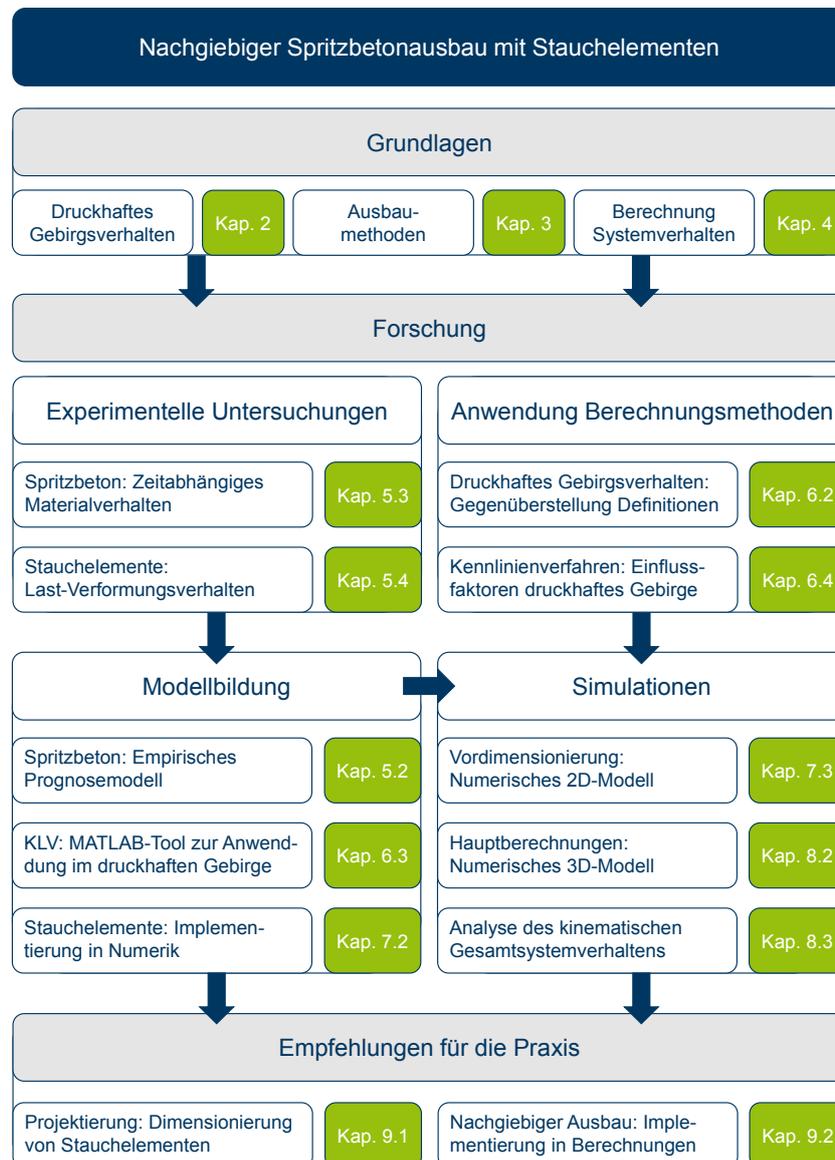


Abbildung 2: Flussdiagramm zum Aufbau der Arbeit

Grundlagen

Um die in Kapitel 1.2 beschriebenen Ziele zu erreichen und den Fokus der Arbeit in den Gesamtkontext einordnen zu können, enthalten die Kapitel 2, 3 und 4 die für das weitere Verständnis erforderlichen Grundlagen, aus welchen Forschungsschwerpunkte für den zweiten Baustein formuliert werden.

Kapitel 2 beschreibt druckhaftes Gebirgsverhalten, indem einerseits die geotechnischen Einflussfaktoren aufgeführt und andererseits aktuelle Definitionen vorgestellt werden. Aus den vorgestellten Grundlagen werden Forschungsschwerpunkte zum druckhaften Gebirgsverhalten herausgearbeitet und diskutiert.

Das Kapitel 3 „Ausbaumethoden in druckhaftem Gebirge“ stellt die Konzepte zur Dimensionierung der Außenschale vor. Die unterschiedlichen Ausbaukonzepte nach dem Ausweichprinzip, zu denen auch der Ausbau durch eine geschlitzte Spritzbetonschale mit Stauchelementen gehört, werden erläutert und anschließend in einer Diskussion qualitativ gegenübergestellt. Die Unterschiede der am Markt verfügbaren Stauchelemente werden dabei explizit herausgearbeitet. Das Kapitel schließt mit einer Zusammenfassung von Forschungsschwerpunkten zum Sicherungskonzept hinsichtlich des kinematischen Gesamtsystems sowie Untersuchungen zu den Einzelkomponenten Spritzbeton und Stauchelement.

Kapitel 4 stellt Modelle zur Berechnung des Systemverhaltens in druckhaftem Gebirge vor. Dazu werden numerische und analytische Methoden im konventionellen Tunnelbau sowie die Berücksichtigung von Materialeigenschaften der Ausbaukomponenten in den Berechnungsmethoden beschrieben. Abschließend werden die aus diesem Grundlagenkapitel resultierenden Forschungsschwerpunkte zur Gewinnung von Datengrundlagen zur Untersuchung des Materialverhaltens der Ausbaukomponenten Spritzbeton und Stauchelement und den Berechnungsmethoden mit ebenen sowie räumlichen Modellen diskutiert.

Zum Abschluss jedes Grundlagenkapitels werden die Forschungsschwerpunkte zu der jeweiligen Thematik grafisch hervorgehoben, diskutiert und den Forschungskapiteln zugeordnet.

Forschung

Kapitel 5 greift die Forschungsschwerpunkte aus den Kapiteln 3 und 4 auf und behandelt die Modellbildung für Spritzbeton und Stauchelemente zur Implementierung in die analytischen und numerischen Berechnungen. Dafür werden Projekt- und Versuchsdaten zur zeitabhängigen Entwicklung von Spritzbetonfestigkeiten ausgewertet und den in den Grundlagen vorgestellten mathematischen Modellen gegenübergestellt. Die Modelle bilden die statistisch ermittelten Verläufe der Festigkeitsentwicklung jedoch nicht genau ab, sodass ein empirisches Prognosemodell zur Bestimmung von Spritzbetonfestigkeiten auf Grundlage der ausgewerteten Daten entwickelt wird.

Ferner werden Spritzbetonversuche vorgestellt, die zur Bestimmung der zeitabhängigen Materialeigenschaften dienen. Bei der Modellierung der gesamten Spritzbetonschale ist die Berücksichtigung der Zeitabhängigkeit der Materialeigenschaften elementar. Die Versuchsdaten fungieren deshalb als Eingangswerte für die Rechenmodelle.

Hinsichtlich der Charakterisierung systemspezifischer Eigenschaften der Stauchelemente, werden zuletzt einheitliche Prüfungen unter gleichen Randbedingungen vorgestellt. Aus den Versuchsergebnissen lassen sich Modellansätze zur Berücksichtigung der Stauchelemente in den Berechnungsmethoden ableiten.

In Kapitel 6 werden verschiedene Berechnungsmethoden aus der Literatur zur Bewertung von druckhaftem Gebirgsverhalten am Beispiel des Tauerntunnels vorgestellt. Es wird analysiert, inwieweit sich die Modelle tatsächlich zur Identifizierung der typischen Merkmale für druckhaftes Gebirgsverhalten eignen. Außerdem wird ein entwickeltes MATLAB-Berechnungsmodell präsentiert, mit welchem sich das analytische Kennlinienverfahren in druckhaftem Gebirge anwenden lässt. Abschließend wird eine Parameterstudie mit dem Kennlinienverfahren durchgeführt, um die Auswirkungen wechselnder geotechnischer Randbedingungen auf das Verschiebungsverhalten des Gebirges zu analysieren. Diese Ergebnisse können in die Dimensionierung von Stauchelementen einfließen.

Kapitel 7 analysiert den Einfluss der geotechnischen Randbedingungen in druckhaftem Gebirge auf die nachgiebige Spritzbetonschale und identifiziert die wichtigsten Einflussfaktoren, indem mit einem ebenen numerischen Rechenmodell eine Variationsstudie durchgeführt wird. Das Berechnungsmodell und die Implementierung der nachgiebigen Spritzbetonschale auf Grundlage der experimentellen Ergebnisse aus Kapitel 5 werden dafür detailliert beschrieben.

In Kapitel 8 ist eine ganzheitliche räumliche numerische Analyse des Systemverhaltens eines nachgiebigen Ausbaus mit Stauchelementen dargestellt. Es wird zunächst die Implementierung des nachgiebigen Ausbaus im Vergleich zum ebenen Rechenmodell beschrieben, bevor das Verhalten des kinematischen Gesamtsystems auf Grundlage der in Kapitel 7 identifizierten Einflussfaktoren analysiert wird. Außerdem werden die Spannungs- und die Verformungsgeschichte an der Interaktionsfläche zwischen Gebirge, Spritzbeton und Stauchelement untersucht. Abschließend werden Empfehlungen zur Weiterentwicklung des ebenen Modells auf Grundlage der Berechnungsergebnisse mit dem räumlichen Modell vorgestellt.

Empfehlungen für die Praxis

In Kapitel 9 werden die Erkenntnisse aus den Untersuchungen zusammengefasst und Empfehlungen für die Praxis formuliert. Aus den Erkenntnissen hinsichtlich der Dimensionierung von Stauchelementen, unter Berücksichtigung der zeitabhängigen Festigkeitsentwicklung, in der Ausschreibungsphase können Empfehlungen zur Auswahl des Last-Verformungsverhaltens sowie Hinweise zur Handhabung der Stauchelemente in der Praxis entwickelt werden. Außerdem werden Empfehlungen zur Implementierung des Last-Verformungsverhaltens von Stauchelementen sowie zur Berücksichtigung der zeitabhängigen Zunahme der

Steifigkeit des Spritzbetons in die Berechnungsmodelle in allen Leistungsphasen ausgesprochen.

Die Arbeit schließt mit einer Zusammenfassung und einem Ausblick.

2 Druckhaftes Gebirgsverhalten

2.1 Geotechnische Einflussfaktoren bei druckhaftem Gebirgsverhalten

Das druckhafte Gebirgsverhalten erfordert, dass Stauchelemente für ein entsprechendes Last-Verformungsverhalten ausgelegt werden müssen. Um dieses bestimmen und bewerten zu können, bedarf es einer genauen Kenntnis der geotechnischen Faktoren, die druckhaftes Gebirgsverhalten beeinflussen. Deswegen werden nachfolgend die relevanten Einflussfaktoren, wie das Trennflächengefüge, das Porenwasser, das Kriechverhalten sowie die Spannungsumlagerungen infolge der Gefügestörung näher betrachtet und prinzipielle Eigenschaften aufgeführt; diese finden dann Berücksichtigung in den Berechnungen in Kapitel 6 und Kapitel 7.

Druckhaftes Gebirgsverhalten wird von der internationalen Gesellschaft für Gebirgsmechanik (ISRM) als "zeitabhängige große Deformation, die um den Hohlraum auftritt" definiert (Barla, 2016). Dieses Verhalten tritt bei Gesteinsarten mit geringer Festigkeit, hoher Verformbarkeit und ausgeprägtem Kriechvermögen auf. Dazu gehören vor allem Gesteine, wie Phyllite, Schiefer, Tonsteine oder zersetzte glimmer- und tonhaltige Tiefengesteine sowie Störungszonen. Existieren weiterhin achsparallel oder unter spitzem Winkel zur Tunnelachse verlaufende engstehende Trennflächen, begünstigt dies druckhaftes Gebirgsverhalten. (Kovári & Staus, 1996; Prinz & Strauß, 2011: 540)

Die geotechnischen Einflussfaktoren für druckhaftes Gebirgsverhalten werden aus den Gebirgseigenschaften, etwaigen Grundwasserströmungen und Porenwasserdrücken sowie den herrschenden Primärspannungen abgeleitet (Barla, 2016). Der primäre Spannungszustand im Gebirge wird entscheidend durch die Überlagerungshöhe bestimmt. Dementsprechend beeinflusst die Überlagerungshöhe die Intensität des druckhaften Gebirgsverhaltens. Jedoch bedeutet eine große Überlagerungshöhe nicht, dass generell mit stark druckhaftem Gebirgsverhalten zu rechnen ist. Ebenso können große Verformungen trotz geringer Überlagerungshöhe auftreten. John & Benedikt (1994) beschreiben Verformungen beim Inntaltunnel von bis zu 1 m bei moderaten Überlagerungen von 200 bis 300 Metern.

Die aus dem druckhaften Verhalten resultierenden Konvergenzen können direkt während des Vortriebs auftreten oder über einen langen Zeitabschnitt anhalten. Das Ausmaß und die Geschwindigkeit der Konvergenzen sowie der Umfang der entfestigten Zone um den Tunnel sind dabei ebenso von den zuvor genannten Einflussfaktoren abhängig. Der Gebirgsdruck nimmt mit zunehmender Gebirgsverformung ab, welche nicht gleichmäßig über den Ausbruchsquerschnitt verläuft. Des Weiteren kann die Intensität des Gebirgsdrucks über den Längsschnitt stark veränderlich sein. (Kovári, 1998; Barla, 2016)

Druckhafte Bedingungen können laut Barla (2016) auch in kohäsivem Boden oder in gebirgsähnlichem Material auftreten. Mit der Begrifflichkeit „druckhaftes Gebirge“ werden diese Bedingungen jedoch nicht beschrieben.

2.1.1 Geologische Aspekte

Gebirge ist eine Kombination aus intaktem Gestein und Diskontinuitäten. Das Gebirge wird definiert über die Angaben zur Gesteinsart, zur mineralogischen Zusammensetzung, zum Korn- und Trennflächengefüge sowie zur Festigkeit. (Prinz & Strauß, 2011: 114)

Die meisten für druckhaftes Gebirge bekannten Gesteine gehören den Gruppen der klastischen Sedimentgesteine oder der Metamorphite an. Dies sind thermisch umgewandelte Gesteine, die eine hohe Verformbarkeit, kombiniert mit einer geringen Festigkeit, aufweisen. Die sekundäre Gesteinseigenschaft, die sich meist ungünstig auf den Tunnelbau im Gebirge auswirkt, ist die spröde tektonische Überprägung. Das Gebirge kann sowohl großräumig als auch lokal angegriffen sein, wobei die Teilbeweglichkeit der Kluftkörper die Verformbarkeit und Durchlässigkeit erhöhen sowie die Festigkeit reduzieren. Dies kann zu raschen heftigen Verformungen und zu hohen Wasserzutritten während und nach dem Ausbruch führen. (Löw, 1998; Wittke, 2014: 7-18)

Das Korngefüge beschreibt die Art, Ausbildung und räumliche Anordnung der Körner und Kristalline im Gestein (Abbildung 3). Sedimentgesteine oder metamorphe Gesteine mit flächigem Gefüge (Abbildung 3b) zeigen meist ein stark anisotropes Verformungs- und Festigkeitsverhalten (Wittke, 1999: 4-6).

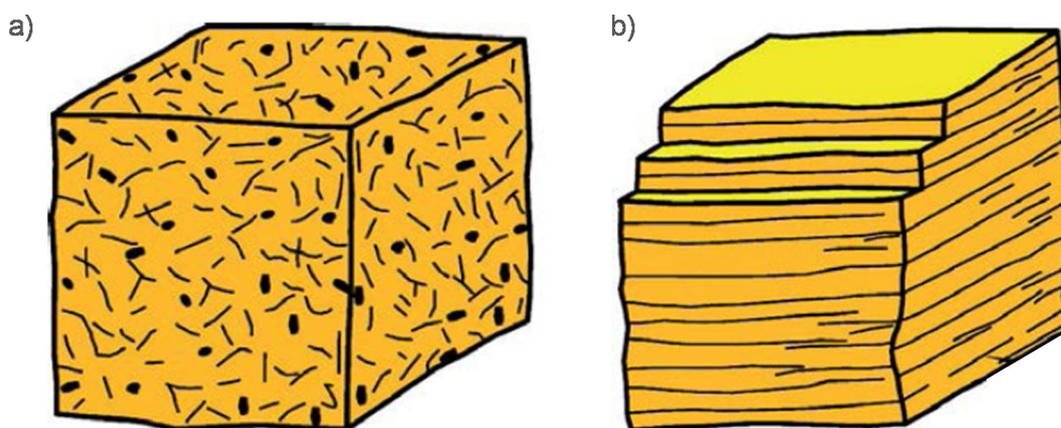


Abbildung 3: Modelle für das Korngefüge von Gesteinen; (a) richtungsloses Korngefüge und (b) flächiges Korngefüge (Wittke, 2014)

Geringe Festigkeiten können ein Indikator für druckhaftes Gebirgsverhalten sein. In Abbildung 4 sind In-situ-Messungen der einaxialen Gebirgsdruckfestigkeit σ_{cm} den prozentualen Dehnungen ε am Ausbruchsquerschnitt von Tunnelprojekten in Taiwan gegenübergestellt (Hoek, 2001). Hieraus wird deutlich, dass mit abnehmender Druckfestigkeit die Wahrscheinlichkeit von Stabilitätsproblemen zunimmt, geringe Gebirgsfestigkeiten aber gleichzeitig nicht zwingend druckhaftes Gebirgsverhalten mit sich bringen.

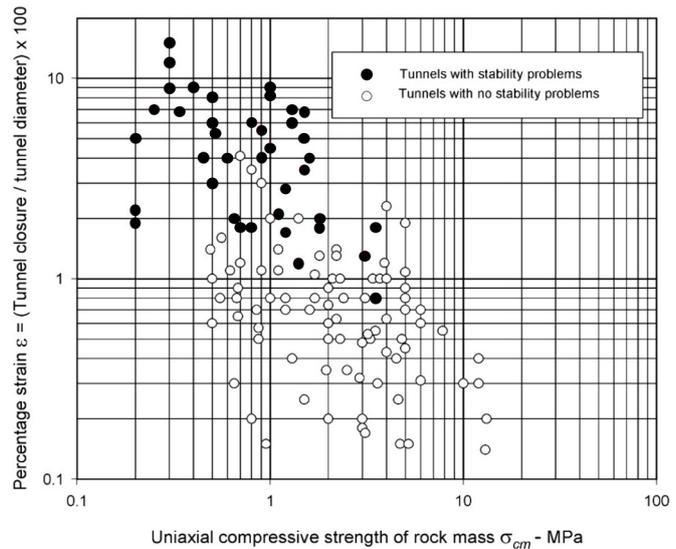


Abbildung 4: In-situ-Messungen von Chern et al. (1998) bei Tunnelprojekten in Taiwan nach Hoek (2001)

Die Gesteinsdurchlässigkeit k_G ist vernachlässigbar gering. Jedoch wird die Gebirgsdurchlässigkeit k fast ausschließlich von der Wasserbewegung in Klüften und Großporen bestimmt. Diese ist jedoch meist nicht nur inhomogen, sondern auch hochgradig anisotrop. (Prinz & Strauß, 2011: 83)

2.1.2 Einfluss des Trennflächengefüges

Als Trennflächen werden alle makroskopischen Diskontinuitäten, Klüftungen oder Schieferungen, aber auch Großstörungen oder Gleitflächen im Gebirge bezeichnet. Die Trennflächen spiegeln die Entstehungsbedingungen, Art und Ausmaß der Vorbeanspruchung (Tektonik) und auch die Gesteinseigenschaften wider und bestimmen weitestgehend das Verhalten des Gebirges bei Beanspruchung. Auch das Verformungsverhalten des Gebirges, sowohl im ebenen Verformungszustand als auch in Tunnellängsrichtung ist von der Orientierung des Trennflächengefüges abhängig. (Prinz & Strauß, 2011: 118; Wittke, 2014: 12-13)

Die Orientierung der Trennflächen hat einen großen Einfluss auf die auftretenden Verformungen und Bruchmechanismen beim Auffahren eines Tunnels. Huber et al. (2005) beschreiben am Beispiel des Strenger Tunnels die Abhängigkeit der auftretenden Konvergenzen von der Gefügeorientierung. Betrug der Öffnungswinkel zwischen dem Streichen der Schieferung und der Tunnelachse nur wenige Grad, führte dies zu asymmetrischen Verformungen, Überschreitungen der Gebirgsfestigkeit mit ausgeprägten Konvergenzen und anschließendem Kriechen. Bei paralleler Schieferung zur Tunnelachse verstärkte sich dieses Verhalten, mit zunehmendem Öffnungswinkel nahmen die Deformationen wieder ab.

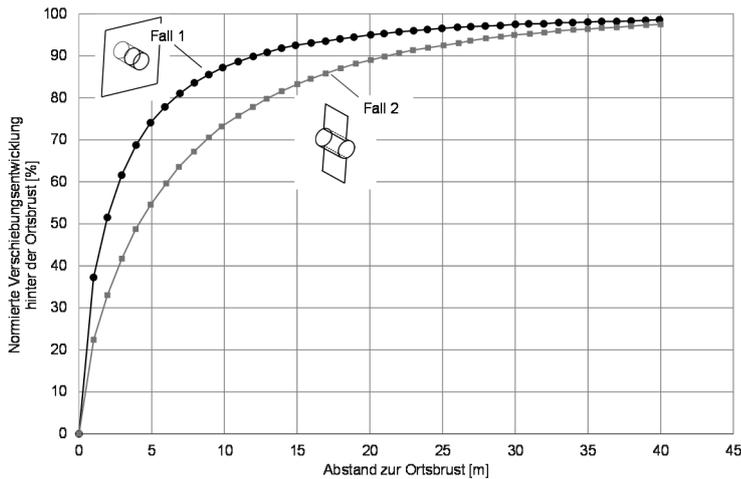


Abbildung 5: Auf die Endverschiebung bezogene Entwicklung der Verschiebungen hinter der Ortsbrust für vertikale Schieferung mit Streichen normal (Fall 1) und parallel (Fall 2) zur Tunnelachse nach Goricki et al. (2005)

Goricki et al. (2005) bewerten anhand von numerischen Berechnungen den Einfluss des Trennflächengefüges. Abbildung 5 zeigt die auf die Endverschiebung bezogene Entwicklung der Verschiebungen hinter der Ortsbrust für zwei verschiedene Fälle. Fall 1 entspricht einem Gebirge mit einer vertikalen Schieferung mit Streichen normal zur Tunnelachse und Fall 2 zeigt ein Gebirge mit vertikaler Schieferung und Streichen parallel zur Tunnelachse. Die restlichen Randbedingungen sind identisch. In Fall 1

treten direkt zu Beginn hohe Verschiebungen auf, während die Verschiebungen des ersten Vortriebsschrittes in Fall 2 geringer sind. Dafür sind die absoluten Konvergenzen in der Tunnelnifirste hinter der Ortsbrust in Fall 2 nahezu doppelt so groß wie in Fall 1. Die unterschiedliche Schieferung beeinflusst nicht nur das Ausmaß der Verschiebung, sondern auch den Zeitpunkt der Verschiebungen. (Goricki et al., 2005)

Der Grund für die Zunahme der Konvergenzen bei abnehmendem Öffnungswinkel zwischen Schieferung und Tunnelachse liegt in der Struktur des Gesteins. Besteht dieses aus schlanken rhomboedrischen Klufkörpern mit geringer Reibung an den Kontaktflächen zueinander, verschieben sich diese Kontaktflächen bei entsprechend hohen Spannungen parallel zu den Scherkörpern und fehlender Querverspannung zum Hohlraum gegeneinander. Dieser Umstand führt zur Dilatation des Gebirges in Richtung des Hohlraums und begründet eine hohe Beanspruchung des Ausbaus quer zur Schieferung. (Huber et al., 2005)

Bei einer dreidimensionalen Verschiebungsüberwachung und mithilfe von fortgeschrittenen Auswertungstechniken ist eine Vorhersage der Gebirgsstruktur auch bei komplexen Gebirgsverhältnissen möglich und wichtig. Eine detaillierte Kenntnis über die Lage, die Größe und die Form der Diskontinuitäten sowie über das anisotrope Matrixgefüge während des Vortriebs ermöglicht einen sicheren und wirtschaftlichen Tunnelbau. (Button et al., 2004)

2.1.3 Einfluss des Porenwassers auf das mechanische Verhalten

Das Vorhandensein von Porenwasser wirkt sich ungünstig auf das druckhafte Gebirgsverhalten aus. Der Tunnelausbruch löst einen instationären Sickerströmungsvorgang aus, welcher eine Veränderung im Porenvolumen und somit des Wassergehalts bedeutet. Die

Grenzzustände dieses instationären Sickerströmungsvorgangs sind einerseits das Kurzzeitverhalten und andererseits das Langzeitverhalten (Abbildung 6). Kurzfristig treten infolge des konstanten Wassergehalts lediglich volumentreue Gebirgsverformungen auf. Die langfristigen Gebirgsverformungen sind mit einer Volumenvergrößerung verbunden, denn das dilatante Verhalten des Gebirges im plastischen Bereich führt zu einer Erhöhung des Wassergehalts, indem Wasser aus dem umliegenden Gebirge zusickert. (Vogelhuber, 2007)

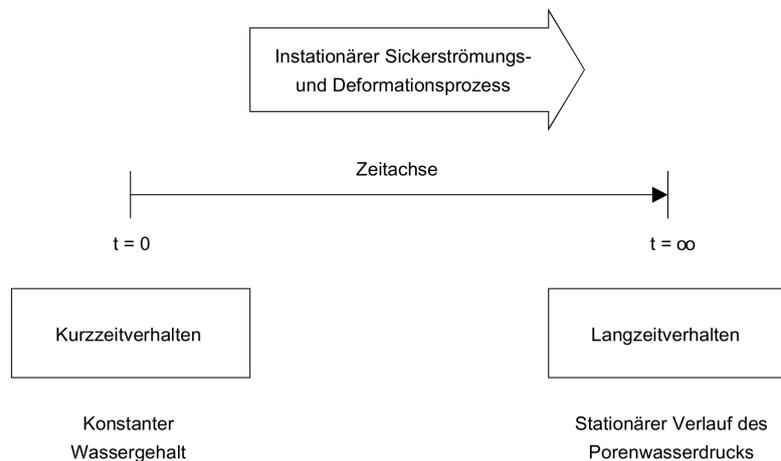


Abbildung 6: Langzeit- und Kurzzeitverhalten als die beiden Grenzzustände des instationären Sickerströmungs- und Deformationsprozesses nach Vogelhuber (2007)

Das Kurzzeitverhalten des Gebirges hängt extrem von den initialen effektiven Spannungen ab. Generell gilt, dass mit Abnahme der initialen effektiven Spannungen der Scherwiderstand des Gebirges abnimmt und unmittelbare Deformationen im Gebirge auftreten. Das Langzeitverhalten begründet sich in einer Änderung des Porenvolumens und des Wassergehalts; letzterer ist abhängig von der Geschwindigkeit der Sickerströmung. Die Zeitabhängigkeit ist folglich anhand der Durchlässigkeit des Gesteins zu erklären. Je geringer die Durchlässigkeit ist, desto langsamer vollzieht sich der Konsolidierungsprozess (gekoppelter Sickerströmungs- und Deformationsprozess). Dementsprechend sind auch Gebirgsverformungen und Gebirgsdruck länger anhaltend. Das Langzeitverhalten wirkt sich daher stets ungünstiger als das Kurzzeitverhalten auf die langfristige Entwicklung des druckhaften Gebirgsverhaltens aus. (Vogelhuber et al., 2004; Vogelhuber, 2007; Anagnostou, 2009)

Hohe Grundwasserdrücke begünstigen die Deformationsentwicklung. Eine Vorentwässerung durch eine Drainagebohrung kann die Gebirgsreaktion hinsichtlich des Tunnelausbruchs verbessern, da sie zu einer Vorverfestigung des Gebirges führt und die effektiven Spannungen an der Ortsbrust erhöht werden. Abbildung 7 stellt den Einfluss einer Drainagebohrung auf das Kurzzeit- und Langzeitverhalten anhand von Gebirgskennlinien gegenüber. Die Kennlinien zeigen einen positiven Einfluss einer Drainagebohrung sowohl auf das Kurzzeit- als auch auf das Langzeitverhalten des Gebirges. (Anagnostou, 2009)

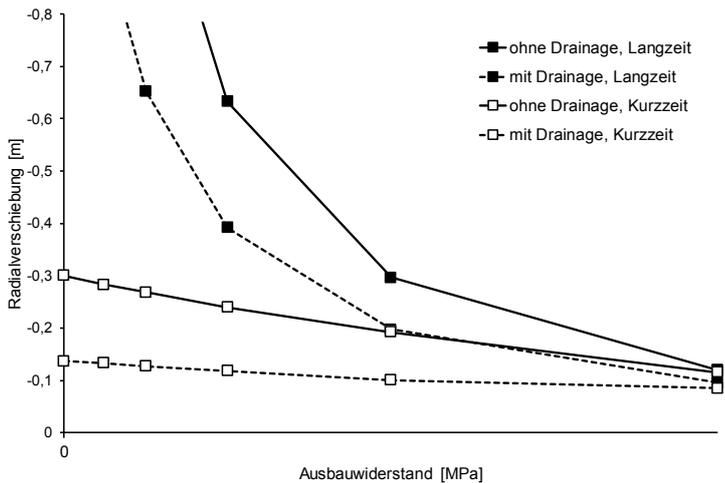


Abbildung 7: Kurzzeit- und Langzeitverhalten des Gebirges mit und ohne Drainage nach Anagnostou (2009)

Eine große Durchlässigkeit des Gebirges führt zu einer schnellen Verformungsentwicklung und somit ist das Langzeitverhalten für die Ermittlung der Vorverformung maßgebend. Bei einer geringeren Durchlässigkeit finden auch die Verformungen im Gebirge langsamer statt und dementsprechend wird das Kurzzeitverhalten entscheidend für die Bestimmung der Vorverformung. Bei der Anwendung des Kennlinienverfahrens wird die Vor-

verformung des Gebirges häufig mit einem Drittel der unbehinderten Radialverschiebung gleichgesetzt. Theoretisch ist aber die Differenzierung zwischen dem kurzfristigen und dem langfristigen Gebirgsverhalten lediglich unter der Voraussetzung einer geringen Durchlässigkeit des Gesteins von praktischem Interesse, da einzig in solchen Fällen ein ausgeprägtes Kurzzeitverhalten überhaupt möglich ist. (Vogelhuber, 2007)

Zusammenfassend ist festzustellen, dass Porenwasser einen großen Einfluss auf das mechanische Verhalten des druckhaften Gebirges besitzt. Daher sollte sowohl in analytischen als auch in numerischen Berechnungen die Komponente Wasser berücksichtigt werden, sofern diese vorhanden ist.

2.1.4 Einfluss des Kriechverhaltens

Kriechen im Gebirge bedeutet, genau wie bei einem eher spröde (spontan) reagierenden Gebirge, eine Festigkeitsüberschreitung infolge des Tunnelvortriebs, welche aber zeitlich verschoben auftritt (Baudendistel, 1974). Kriechen ist also eine zeitabhängige Verformung, die bei Materialien unter ständiger Beanspruchung auftritt. Kriechen entsteht durch viskoelastische Effekte in der Grundstruktur des Gebirges, sodass Kriechen – im Gegensatz zur Konsolidierung – sowohl bei trockenen als auch bei gesättigten Gesteinen auftreten kann. (Fjaer et al., 2008)

Das viskose Verhalten kann nach Gioda & Cividini (1996) in drei Bereiche unterteilt werden (Abbildung 8):

- primäres Kriechen, bei dem die Kriechverformungen reversibel sind und die Verformungsgeschwindigkeit mit der Zeit abnimmt
- sekundäres Kriechen, das eine konstante Geschwindigkeit zeigt und nicht reversibel ist
- tertiäres Kriechen, das bei einer höheren Belastung mit der Zeit eine hohe Verformungsgeschwindigkeit aufweist und schließlich zum Versagen führen kann

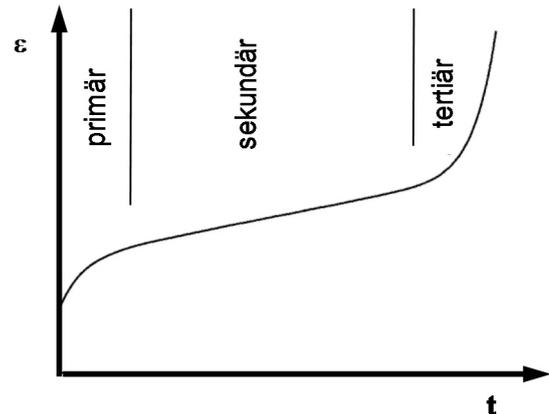


Abbildung 8: Bereiche des Kriechverhaltens nach Gioda & Cividini (1996)

Das tatsächliche Kriechverhalten eines Gesteins hängt von der Größe der Belastung ab. Bei niedriger oder mäßiger Belastung kann sich das Material nach einer Periode des primären Kriechens stabilisieren. Für hohe Beanspruchungen kann das Material schnell alle

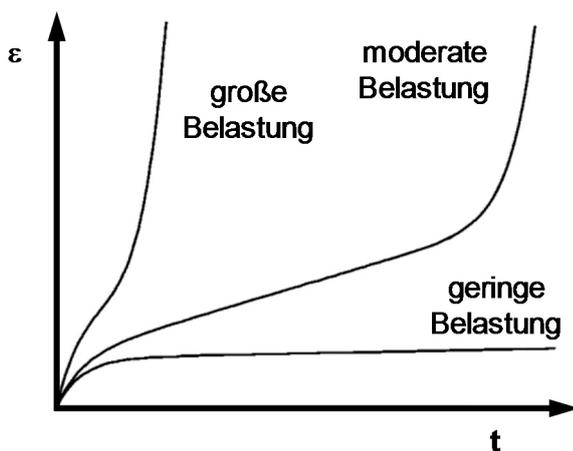


Abbildung 9: Entwicklung des Kriechverhaltens bei verschiedenen Spannungsleveln nach Gioda & Cividini (1996)

drei Stufen des Kriechens durchlaufen und schließlich versagen. Das Spannungsniveau, bei dem das Material jede Stufe des Kriechens vollständig entwickelt, kann in der Praxis sehr klein und daher schwer zu finden sein (Abbildung 9). Die Dauer einer Kriechstufe kann variieren; in einigen Fällen dauert sie einige Minuten, in anderen Fällen zieht sie sich über Jahre. Kriechen ist ein molekularer Prozess, und der Zeitmaßstab hängt von der Temperatur ab; generell beschleunigt sich der Prozess mit zunehmender Temperatur. (Farmer, 1983; Hasanpour, 2013)

Die Tatsache, dass selbst ein sekundäres Kriechen schließlich zum Versagen führt, bedeutet, dass ein Gebirge, das auf einem Niveau etwas unterhalb seiner Festigkeit belastet ist, nach einiger Zeit versagen kann, wenn die Belastung aufrechterhalten wird. Dies verringert effektiv die langfristige einaxiale Festigkeit auf etwa 50-70% der Endfestigkeit. (Farmer, 1983; Hasanpour, 2013)

2.1.5 Spannungsumlagerung infolge Gefügestörung

Der Tunnelbau in druckhaftem Gebirge führt zu einem Sekundärspannungszustand, in welchem die Festigkeiten des Gebirges überschritten werden und eine große plastische Zone

um den aufgefahrenen Hohlraum entsteht. Generell ist die Spannungsumlagerung abhängig von der Gebirgsqualität, dem Trennflächengefüge und dem Auflockerungszustand des Gebirges. Die grundlegenden Gedanken zu der Beziehung zwischen primärem und sekundärem Spannungszustand gehen schon auf Rabcewicz (1944: 86) zurück. (Kovári, 2002; Prinz & Strauß, 2011: 519-521)

Der Primärspannungszustand ist nicht ausschließlich von der Überlagerung abhängig, sondern wird auch von tektonischen Spannungen und Restspannungen beeinflusst. Eine wichtige Bedeutung hat dabei das Verhältnis von Vertikalspannung zur größten Horizontalspannung, welches über den Seitendruckbeiwert K_0 berücksichtigt wird. Seitendruckbeiwert K_0 und Poissonzahl ν (Tabelle 2) sind vom Zustand des Gebirges abhängig. Mit Konvergenzen ist ab einem Seitendruckbeiwert von $K_0 = 0,5-0,6$ zu rechnen. Bei höheren Werten von $K_0 = 0,6-0,9$ können sich in

Tabelle 2: Größenordnung von Seitendruckbeiwert K_0 und Poissonzahl ν nach Prinz & Strauß (2011)

	Seitendruckbeiwert K_0	Poissonzahl ν
Kohäsionsloses, allseitig druckhaftes Gebirge	1,00	0,50
Stark nachbrüchiges Gebirge	0,50	0,35
Nachbrüchiges Gebirge	0,25	0,20
Standfeste Gebirge	0,15	0,10

Berechnungen ausgedehnte Bruchzonen ausbilden, in denen es zu einer Überlastung von Ankern kommen kann (John & Poscher, 2004). Bei größeren Überlagerungen und dem Auftreten von tektonischen (Rest-) Spannungen sowie in ausgeprägten Störungszonen können Seitendruckbeiwerte von $K_0 > 1,0$ auftreten. (Prinz & Strauß, 2011: 519-520)

In Abbildung 10a sind die Spannungsumlagerungen und die sekundäre Spannungsverteilung nach dem Tunnelvortrieb dargestellt. Die aus der Überlagerung resultierenden Spannungen werden sowohl in Längsrichtung über die Ortsbrust als auch quer zur Tunnelachse tangential um den Hohlraum herum abgetragen. Diese ausbruchbedingten Spannungsumlagerungen bewirken in der Umgebung des Tunnels ortsabhängig eine Be- bzw. Entlastung. Ober- und unterhalb des Ausbruchquerschnitts treten stark entlastete Zonen auf, während die Tunnelschale und das seitlich angrenzende Gebirge stärker belastet werden. (Prinz & Strauß 2011: 520) Abbildung 10b zeigt die aus den dreidimensionalen Spannungsumlagerungen resultierenden Verschiebungen in Tunnellängsrichtung. Etwa einen halben Tunneldurchmesser vor der Ortsbrust kommt es nach Anagnostou & Kovári (1999) zu Verformungen, die ihren Maximalwert etwa nach dem anderthalbfachen Durchmesser hinter der Ortsbrust erreichen. Auf Höhe der Ortsbrust haben sich nach Hoek (2007) schon etwa ein Drittel

der Radialverschiebungen ergeben und daher kommt es zu Deformationen an der Ortsbrust, wie in der Abbildung 10b gezeigt.

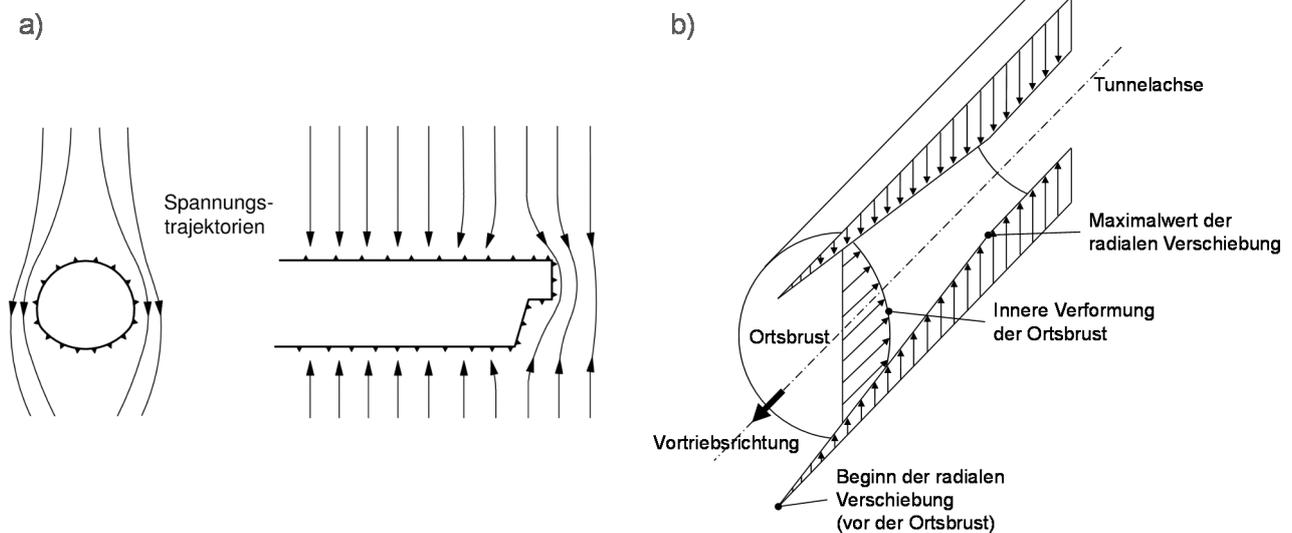


Abbildung 10: (a) Spannungsumlagerungen und sekundäre Spannungsverteilung beim Tunnelvortrieb (Prinz & Strauß, 2011); (b) Radialverschiebung in Tunnellängsrichtung nach Hoek (2007)

Das beschriebene Verhalten hat sich in dreidimensionalen Analysen von Panet & Guenot (1982), Barla (2001) und Hoek (2007) bestätigt. Die plastische Zone legt sich direkt um die Ortsbrust und eine Deformationsentwicklung entsteht mit zunehmendem Abstand zur Ortsbrust.

2.1.6 Diskussion

Die Kenntnis über das vorhandene Gebirge ist für einen sicheren und effektiven Vortrieb elementar. Daher sollten vorher beschriebene Einflussfaktoren einerseits in der Planungsphase so gut wie möglich abgeschätzt werden. Andererseits müssen vortriebsbegleitend Konvergenz- und Spannungsmessungen sowie genaue geotechnische Charakterisierungen des Gebirges an der Ortsbrust durchgeführt werden, um die vorhandenen Berechnungen gezielt an die angetroffenen Gebirgsbedingungen anzupassen.

Um Gebirgsparameter maßstabsgetreu herleiten zu können, müssen geeignete Laborverfahren eingesetzt werden, die sowohl eine Anisotropie als auch die generelle Heterogenität berücksichtigen. Zudem müssen sowohl am Gestein als auch im Gebirgsverbund Untersuchungen durchgeführt werden.

Die Anwendung von Materialmodellen zur Berücksichtigung von Anisotropie und Kriechen des Gebirges bedarf einer detaillierten Kenntnis über das in situ-Verhalten. Genauso verhält es sich mit der Berücksichtigung des Porenwasserdrucks und dem daraus resultierenden Kurz- und Langzeitverhalten.

2.2 Definition des druckhaften Gebirgsverhaltens

Die Prognose druckhaften Gebirgsverhaltens kann über detaillierte numerische Berechnungen erfolgen. Für eine simple Abschätzung des Ausmaßes der zu erwartenden Konvergenzen in der Planungsphase existieren verschiedene Definitionen, die auf unterschiedlichen Grundlagen basieren. Wie präzise diese Ansätze sind, ist zusammenfassend noch nicht näher untersucht und soll anhand eines Praxisbeispiels in Kapitel 6 erfolgen.

Zur Identifizierung von druckhaftem Gebirgsverhalten im Tunnelbau existieren empirische und semi-empirische Ansätze. Die empirischen Ansätze basieren hauptsächlich auf den Klassifizierungssystemen und teilweise auf der Überlagerungshöhe und der Gebirgsfestigkeit. Zwei dieser Ansätze werden von Singh et al. (1992) und Goel et al. (1995) dargestellt. Die semi-empirischen Ansätze sollen ebenfalls druckhaftes Gebirgsverhalten identifizieren und geben zudem Auskunft über die möglichen Konvergenzen und/oder den benötigten Ausbauwiderstand, indem sie geschlossene analytische Ansätze für einen kreisrunden Tunnel in einem hydrostatischen Spannungsfeld nutzen. Drei Beispiele für diese Ansätze werden von Jethwa & Singh (1984), Aydan et al. (1993) und Hoek & Marinos (2000) vorgestellt.

Außerdem hat Radoncic (2011) einen ausbauorientierten Ansatz entwickelt; basierend auf der Annahme, dass die Intensität des druckhaften Gebirgsverhaltens abhängig vom Ausbaukonzept ist.

In den nachfolgenden Unterabschnitten werden die Ansätze zusammenfassend dargestellt und in Kapitel 6 anhand von Praxisdaten analysierend verglichen.

2.2.1 Empirische Ansätze

Die empirischen Ansätze basieren hauptsächlich auf dem Q-Klassifizierungssystem für Gebirge nach Barton et al. (1974) und definieren druckhafte und nicht druckhafte Bereiche über einen funktionalen Zusammenhang.

Ansatz nach Singh et al (1992)

Der Ansatz nach Singh et al. (1992) basiert auf Daten von 39 Fallbeispielen. Abbildung 11 stellt die Abhängigkeit zwischen der Überlagerungshöhe H und der Gebirgsqualität Q der Fallbeispiele dar. Eine Gerade im Diagramm teilt den Bereich in druckhaft (squeezing) und nicht druckhaft (non-squeezing).

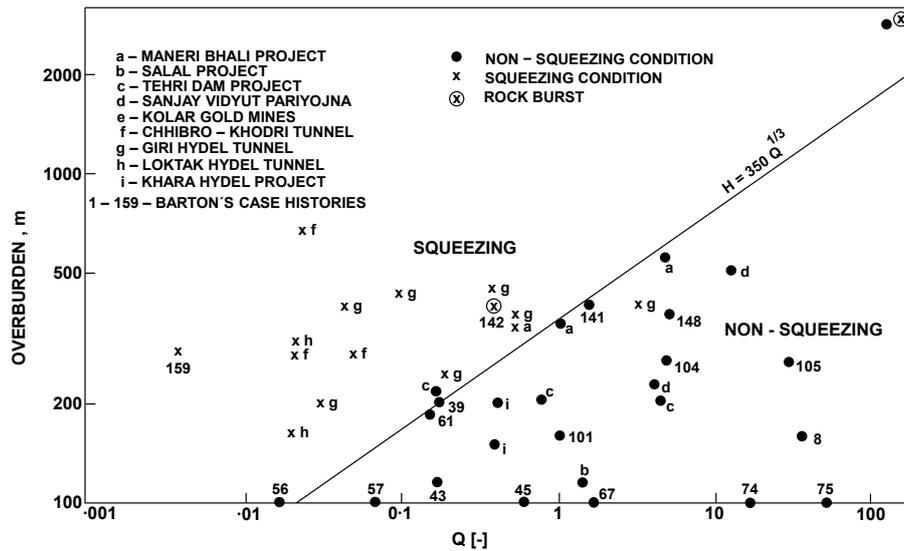


Abbildung 11: Kriterien zur Vorhersage druckhafter Bedingungen nach Singh et al. (1992)

Die Definition besagt, dass sich druckhaftes Gebirgsverhalten einstellt bei einem Zusammenhang zwischen Überlagerungshöhe H und Gebirgsqualität Q von:

$$H \geq 350 \cdot Q^{1/3} \quad [\text{m}] \quad (\text{Formel 2-1})$$

mit:

H Überlagerungshöhe [m]

Q Gebirgsqualität nach Barton et al. (1974) [-]

Ansatz nach Goel et al. (1995)

Goel et al. (1995) führen die „Rock Mass Number“ N ein, die der Gebirgsqualität Q mit einem Spannungsreduktionsfaktor $\text{SRF} = 1$ entspricht. So sollen die Unsicherheiten bei der Bestimmung des SRF nach Barton et al. (1974) umgangen werden (Barla, 2001).

Ein anhand von 99 Tunnelabschnitten erstelltes doppellogarithmisches Diagramm, in welchem N der Überlagerungshöhe H multipliziert mit der Tunnelbreite $B^{0,1}$ gegenübergestellt ist, zeigt Abbildung 12. Eine Gerade (gestrichelt) trennt den druckhaften Bereich durch die Bedingung:

$$H = (275 \cdot N^{0,33}) \cdot B^{-1} \quad [\text{m}] \quad (\text{Formel 2-2})$$

mit:

B Tunnelbreite [m]

N Rock Mass Number [-]

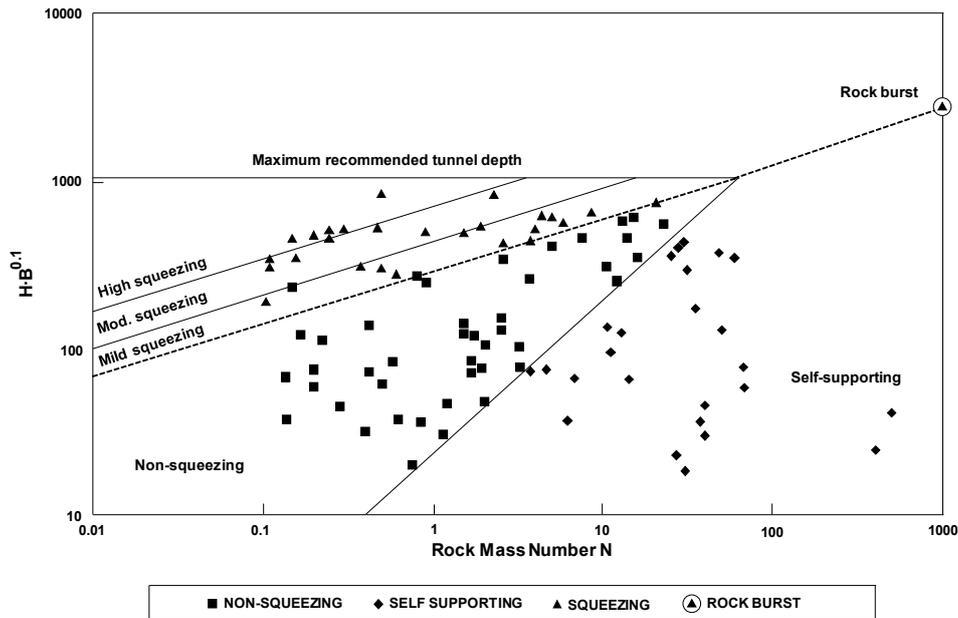


Abbildung 12: Kriterien zur Vorhersage druckhafter Bedingungen nach Goel et al. (1995) aus Singh et al. (1997)

Die Einteilung des druckhaften Gebirgsverhaltens orientiert sich nach Singh et al. (1992) und Goel et al. (1995) an den auftretenden Konvergenzen wie in Tabelle 3 dargestellt.

Tabelle 3: Intensität des druckhaften Gebirgsverhaltens nach Goel et al. (1995)

Intensität des druckhaften Gebirgsverhaltens	
sanft (mild)	1-3 % des Tunneldurchmessers
mäßig (moderat)	3-5 % des Tunneldurchmessers
hoch (high)	> 5 % des Tunneldurchmessers

2.2.2 Semi-empirische Ansätze

Die semi-empirischen Ansätze fokussieren sich auf die Identifizierung von druckhaftem Gebirgsverhalten hauptsächlich anhand der Überlagerungshöhe und der Gebirgsqualität. Dabei wird durch das Verhältnis zwischen der einaxialen Druckfestigkeit des Gesteins σ_{ci} bzw. des Gebirges σ_{cm} und der primären Spannung γH ein Bewertungsfaktor dargestellt (Barla, 2001), welcher die Intensität des druckhaften Gebirgsverhaltens klassifiziert. Drei dieser semi-empirischen Ansätze werden im Folgenden beschrieben.

Ansatz nach Jethwa et al. (1984)

Jethwa et al. (1984) definieren die Intensität des druckhaften Gebirgsverhaltens auf Basis des folgenden Verhältnissfaktors N_c wie folgt (Barla, 2001):

$$N_c = \frac{\sigma_{cm}}{p_0} = \frac{\sigma_{cm}}{\gamma H} \quad (\text{Formel 2-3})$$

mit:

- σ_{cm} einaxiale Druckfestigkeit des Gebirges [MN/m²]
 p_0 Überlagerungsdruck [MN/m²]
 γ Wichte des Gebirges [MN/m³]
 H Überlagerungshöhe [m]

Mithilfe einer analytischen Lösung für einen kreisförmigen Tunnel mit hydrostatischem Spannungszustand wird der endgültige Gebirgsdruck p_u über ausgewertete Projektdaten definiert. Anhand der Gebirgsqualität, repräsentiert durch die Differenz aus maximalem φ_p und minimalem Reibungswinkel φ_r , und der Annahme, dass der plastische Bereich kohäsionslos ist sowie dem vierfachen des Tunnelradius entspricht, erstellten Jethwa et al. (1984) zu Planungszwecken ein Diagramm (Abbildung 13), mit dem die Intensität des druckhaften Gebirgsverhaltens abgeschätzt werden kann. Die durchgängigen Linien definieren die druckhaften Bereiche mit einer Differenz der Reibungswinkel von 10° und die gestrichelten Linien von 5°. Die durchgängigen Linien definieren die druckhaften Bereiche mit einer Differenz der Reibungswinkel von 10° und die gestrichelten Linien von 5°.

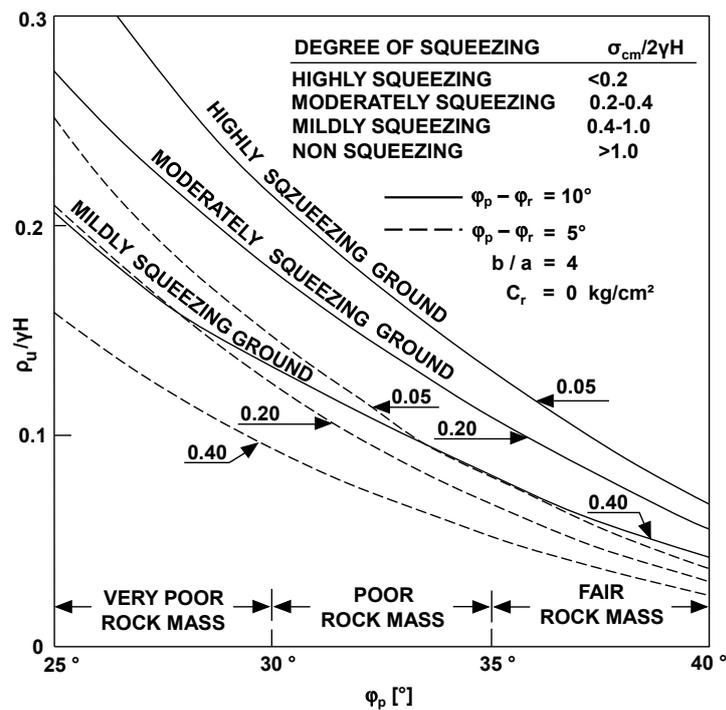


Abbildung 13: Kriterien zur Vorhersage druckhafter Bedingungen nach Jethwa et al. (1984)

Ansatz nach Aydan et al. (1993)

Der Ansatz nach Aydan et al. (1993) basiert auf Erfahrungen, die bei Tunnelprojekten in Japan gesammelt wurden. Es wird angenommen, dass die einaxiale Druckfestigkeit des intakten Gesteins σ_{ci} der des Gebirges σ_{cm} entspricht. Die ausgewerteten Daten zeigen, dass ab einem Verhältnissfaktor N_c von $\sigma_{cm}/2 \gamma H$ kleiner als 1,0 druckhaftes Gebirgsverhalten auftritt.

Die Kategorisierung der Intensität des druckhaften Gebirgsverhaltens erfolgt unter dem Ansatz, dass die einaxiale Spannungs-Dehnungs-Beziehung des Gesteins, die in Laborversuchen ermittelt wird, mit der tangentialen Spannungs-Dehnungs-Beziehung des Gebirges um den Tunnel übereinstimmt. Dazu wurden im Labor ein- und triaxiale Versuche mit geringer Spannung σ_3 durchgeführt. Den Probekörpern können während des Versuchs fünf charakteristische Dehnungszustände zugeordnet werden (Abbildung 14).

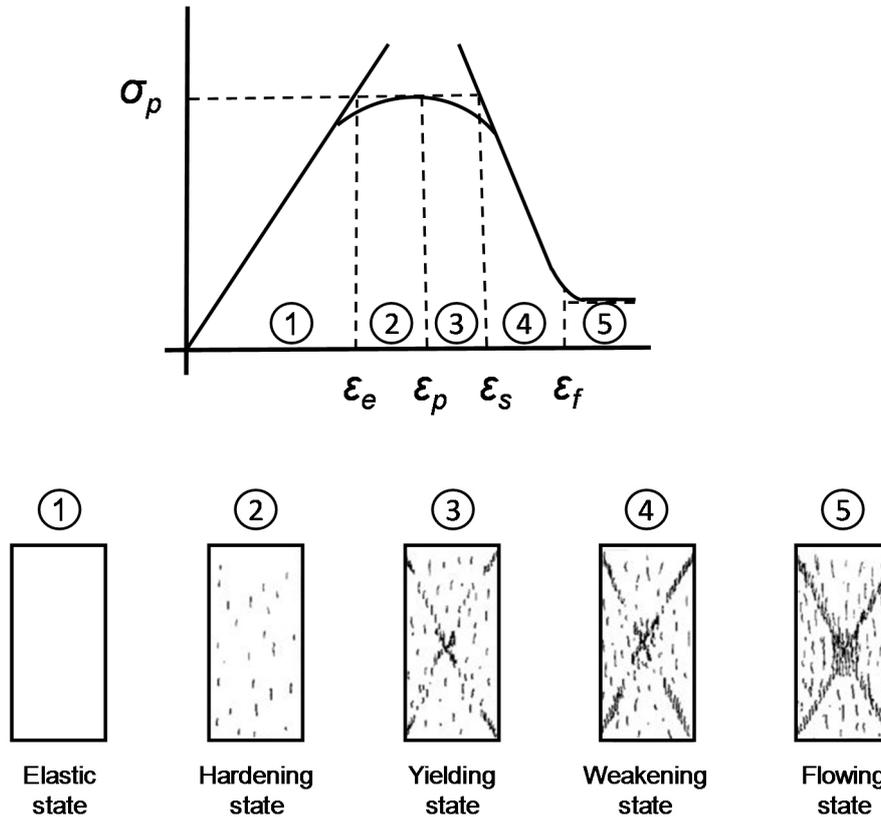


Abbildung 14: Idealierte Spannungs-Dehnungs-Beziehung mit festgelegten Dehnungszuständen nach Aydan et al. (1993)

Die Dehnungszustände werden über normierte Dehnungslevel η_p , η_s , η_f definiert, indem die Dehnungslevel ϵ_p , ϵ_s , ϵ_f mit der elastischen Dehnungsgrenze ϵ_e ins Verhältnis gesetzt werden. Die Daten inklusive der Einteilung sind in Abbildung 15 dargestellt.

$$\eta_p = \frac{\epsilon_p}{\epsilon_e} = 2\sigma_{cm}^{-0,17} \quad (\text{Formel 2-4})$$

$$\eta_s = \frac{\epsilon_s}{\epsilon_e} = 3\sigma_{cm}^{-0,25} \quad (\text{Formel 2-5})$$

$$\eta_f = \frac{\epsilon_f}{\epsilon_e} = 5\sigma_{cm}^{-0,32} \quad (\text{Formel 2-6})$$

mit:

σ_{cm} einaxiale Druckfestigkeit des Gebirges [MPa]

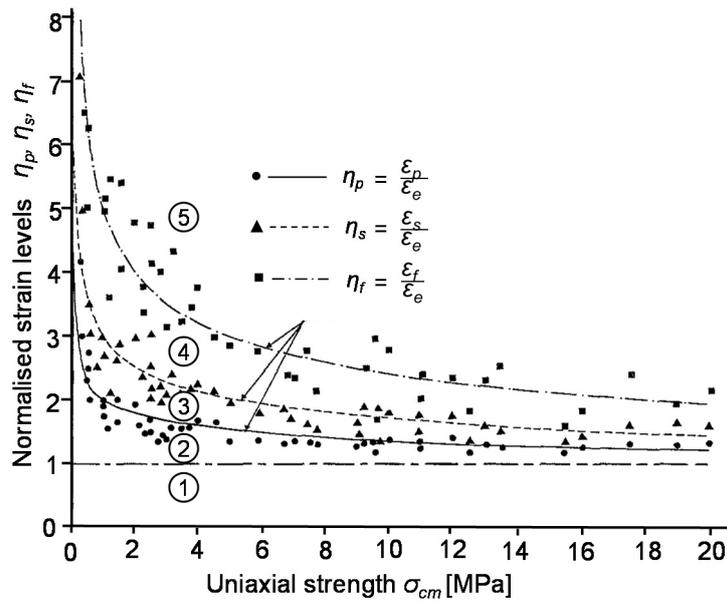


Abbildung 15: Auf die Dehnungsgrenze normierte Dehnungslevel in druckhaftem Gebirge nach Aydan et al. (1993)

Die Klassifizierung des druckhaften Gebirgsverhaltens ist in Tabelle 4 abgebildet.

Tabelle 4: Klassifizierung des druckhaften Gebirgsverhaltens nach Aydan et al. (1993)

Class No.	Squeezing degree	Symbol	Theoretical expression	Comments on tunnel behaviour
1	non-squeezing	NS	$\varepsilon_{\theta}^a / \varepsilon_{\theta}^e \leq 1$	The rock behaves elastically and the tunnel will be stable as the face effect ceases.
2	light-squeezing	LS	$1 < \varepsilon_{\theta}^a / \varepsilon_{\theta}^e \leq \eta_p$	The rock exhibits a strain-hardening behavior, as a result, the tunnel will be stable and the displacement will converge as the face effect ceases.
3	fair-squeezing	FS	$\eta_p < \varepsilon_{\theta}^a / \varepsilon_{\theta}^e \leq \eta_s$	The rock exhibits a strain-softening behaviour, and the displacement will be larger, however, it will converge as the face effect ceases.
4	heavy-squeezing	HS	$\eta_s < \varepsilon_{\theta}^a / \varepsilon_{\theta}^e \leq \eta_f$	The rock exhibits a strain-softening behaviour at much higher rate, subsequently, displacement will be larger and it will not tend to converge as the face effect ceases.
5	very heavy-squeezing	VHS	$\eta_f < \varepsilon_{\theta}^a / \varepsilon_{\theta}^e$	The rock flows which will result in the collapse of the medium and the displacement will be very large and it will be necessary to re-excavate the opening and install heavy supports.

ε_{θ}^a tangential strain at tunnel perimeter

ε_{θ}^e tangential strain limit at elastic state

Ansatz nach Hoek und Marinos (2000)

Der Ansatz nach Hoek & Marinos (2000) basiert ebenso wie der vorher beschriebene Ansatz auf der Bestimmung der Dehnung bzw. Konvergenzen bezogen auf den Tunnelradius. Hoek (1998) hat das Verhältnis der einaxialen Druckfestigkeit des Gebirges zur Kategorisierung

der Intensität des druckhaften Gebirgsverhaltens auf den Überlagerungsdruck σ_{cm}/p_0 bezogen.

Duncan Farma (1993) sowie Carranza-Torres & Fairhurst (1999) haben analytische Ansätze für einen kreisrunden Tunnel mit hydrostatischem Spannungszustand entwickelt, welche Grundlage für eine Monte-Carlo-Simulation waren, anhand derer die prozentualen Konvergenzen für eine große Bandbreite an Gebirgskenndaten ermittelt wurden. Die Verteilung der Konvergenzen über den Verhältnisfaktors N_c ist in Abbildung 16 dargestellt.

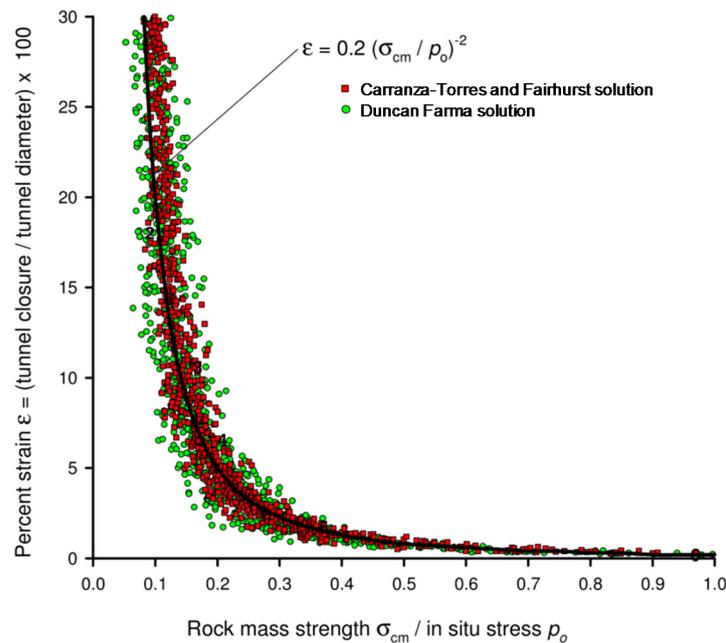


Abbildung 16: Darstellung der Konvergenzen bezogen auf das Verhältnis aus einaxialer Druckfestigkeit des Gebirges und Primärspannungen für ungestützte Tunnel nach Hoek & Marinos (2000)

Des Weiteren hat Hoek (2001) zweidimensionale numerische Analysen in Tunnellängsrichtung durchgeführt und hat eine prozentuale Verschiebung der ungestützten Tunnelwand von

$$\varepsilon_t(\%) = 0,15 \left(1 - \frac{p_i}{p_0}\right) \cdot \frac{\sigma_{cm}^{-(3p_i/p_0+1)/(3,8p_i/p_0+0,54)}}{p_0} \quad (\text{Formel 2-7})$$

sowie eine prozentuale Verschiebung der Ortsbrust von

$$\varepsilon_f(\%) = 0,1 \left(1 - \frac{p_i}{p_0}\right) \cdot \frac{\sigma_{cm}^{-(3p_i/p_0+1)/(3,8p_i/p_0+0,54)}}{p_0} \quad (\text{Formel 2-8})$$

ermittelt. Auf der Grundlage ausgewerteter Tunnelvortriebe in Venezuela, Taiwan und Indien und den beschriebenen Zusammenhängen haben Hoek & Marinos (2002) die Abbildung 17 entwickelt. In Abhängigkeit von der einaxialen Gebirgsfestigkeit bezogen auf die

Primärspannung sowie von der Dehnung, prozentuale Verschiebung der Tunnelwand bezogen auf den Tunnelradius, lässt sich die Intensität des druckhaften Gebirgsverhaltens bestimmen.

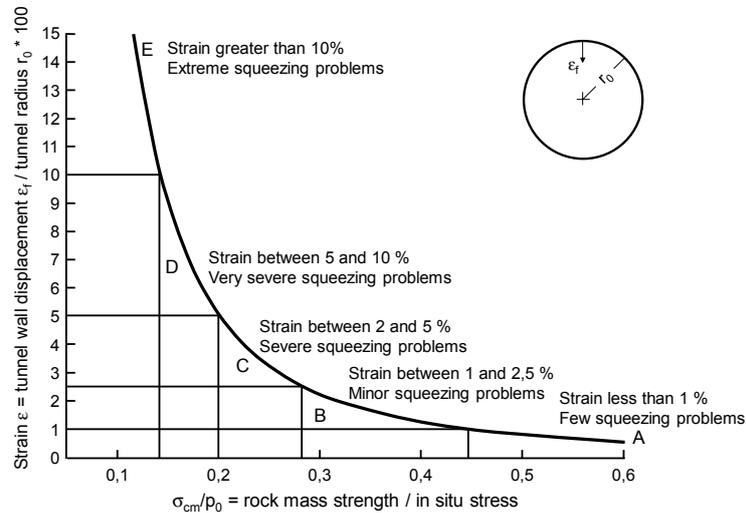


Abbildung 17: Kriterien zur Vorhersage druckhafter Bedingungen nach Hoek & Marinos (2000)

Hoek & Marinos (2000) machen ausdrücklich darauf aufmerksam, dass als druckhaft identifizierte Bereiche genauer untersucht werden müssen. Hierzu empfehlen sich weitere Aufnahmen von Gebirgsdaten sowie numerische Untersuchungen.

2.2.3 Ausbauorientierter Ansatz

Radoncic (2011) hat einen ausbauorientierten Ansatz entwickelt, der auf dem Grundsatz aufbaut, dass Gebirgsverhalten und Ausbaukonzept immer in einer Wechselwirkung zueinander stehen und daher eine Definition nur möglich ist, wenn beides berücksichtigt wird. Von Radoncic & Schubert (2011) wird ein neuer Ansatz zur Vorbemessung eines duktilen Ausbaus vorgestellt, welcher an das Kennlinienverfahren angelehnt ist und bei nicht kreisrunden Ausbruchsquerschnitten und unsymmetrischen Verschiebungsfeldern angewendet werden kann. Über den zweiten Satz von Castigliano, mit welchem Verschiebungen in Lastrichtung berechnet werden können, sofern die Formänderungsenergie in Abhängigkeit von den Lasten bekannt ist, werden ein Gleichgewicht zwischen Gebirge und Ausbau sowie die maximale Ausbaupazität bestimmt.

Radoncic (2011) setzt die maximale Arbeitskapazität der Schale der Energiefreisetzung des Gebirges gegenüber und prüft, ob sich ein Gleichgewichtszustand einstellt. Dabei wird die maximale Kapazität des Spritzbetons anhand seines rheologischen Verhaltens in Beziehung zu den unterschiedlichen Gebirgsbedingungen gesetzt. Die radiale Enddehnung wird zwischen 0,0 und 1,5 % variiert und der Funktionsparameter zur Verschiebungsentwicklung

X so lange iteriert, bis ein Spritzbetonausnutzungsgrad von 0,75 an jeder Stelle der Spannungsgeschichte der Spritzbetonschale erreicht ist. Die Materialparameter für den Spritzbeton beruhen auf Untersuchungen der Montanuniversität Leoben (2006) zur Ermittlung der rheologischen Parameter für Spritzbetonproben aus dem Koralmittel.

Mithilfe eines Datensamplings werden über Monte-Carlo-Simulationen Gebirgsparameter generiert und eine systematische Untersuchung der Ausbauprozesskapazitäten eines Vollausbuchs sowie eines Kalottenvortriebs mit und ohne Kalottensohle durchgeführt (Abbildung 18). Die Radialdehnung im ungestützten Fall wird der Überlagerungshöhe gegenübergestellt; die dunkelgrauen Rechtecke stehen für eine ausreichende Ausbauprozesskapazität, die Kreise zeigen eine Radialdehnung im ungestützten Fall, die zu einem Versagen des Ausbaus führt bzw. bei welcher sich kein Gleichgewicht zwischen Ausbau und Gebirge einstellt.

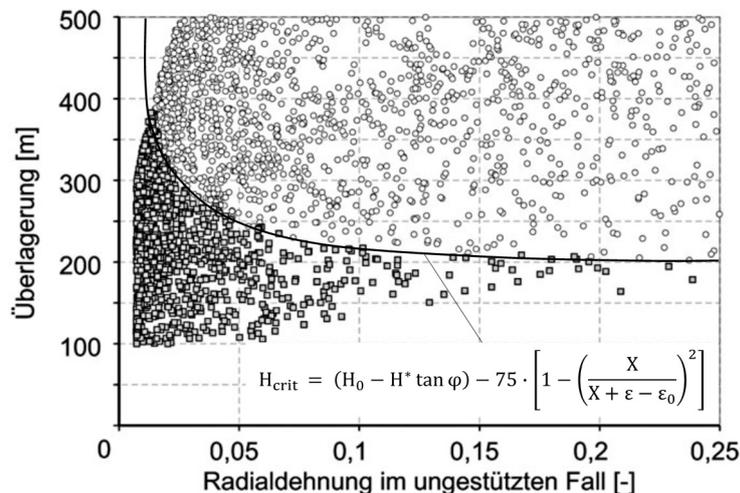


Abbildung 18: Ergebnisse der Monte-Carlo-Analyse zur Bestimmung der kritischen Überlagerungshöhe nach Radoncic & Schubert (2011)

Radoncic (2011) führt eine systematische Untersuchung der Ausbauprozesskapazitäten für einen Vollausbuch mit sofortigem Ringschluss, einen Kalottenvortrieb und einen Kalottenvortrieb mit temporärer Sohle durch. Die Überlagerungshöhe zwischen 100 m und 500 m wird dabei der ungestützten radialen Dehnung des Gebirges gegenübergestellt. Hierbei ist eine deutliche Grenze zu erkennen, die ein Ergebnis mit Gleichgewichtszustand von einem Versagen des Ausbaus trennt und folgendermaßen beschrieben wird:

$$H_{crit} = (H_0 - H \cdot \tan \varphi) - 75 \cdot \left[1 - \left(\frac{X}{X + \varepsilon - \varepsilon_0} \right)^2 \right] \quad (\text{Formel 2-9})$$

mit:

H_{crit} kritische Überlagerungshöhe [m]

H_0 Funktionsparameter zur Bestimmung kritischer Überlagerungshöhe

H^* Funktionsparameter zur Bestimmung kritischer Überlagerungshöhe

- φ Reibungswinkel des Gebirges [°]
 X Funktionsparameter zur Verschiebungsentwicklung nach Sulem et al. (1987)
 ε Radialdehnung im ungestützten Zustand
 ε_0 Funktionsparameter zur Bestimmung kritischer Überlagerungshöhe

Die zugehörigen Funktionsparameter sind in Tabelle 5 angegeben.

Tabelle 5: Funktionsparameter zur Bestimmung der kritischen Überlagerungshöhe nach Radoncic & Schubert (2011)

	X [-]	ε_0 [-]	H_0 [-]	H^* [-]
Vollausbruch	0,062	0,035	100	680
Kalottenvortrieb	0,062	0,045	100	680
Kalottenvortrieb mit Kalottensohle	0,062	0,030	75	375

Anhand der Grenzen in Tabelle 5 wird deutlich, dass ein Kalottenvortrieb mit offener Sohle etwas nachgiebiger als ein Vollausbruch mit sofortigem Ringschluss ist. Dies lässt sich durch die mangelnde Lagerung der Kalottenfüße erklären und wird durch den größeren Dehnungsparameter ε_0 ausgedrückt. Die geringe kritische Überlagerungshöhe des Kalottenvortriebs mit Kalottensohle wird durch das ungünstige statische System dieses Vortriebs erklärt. Einen Vergleich der kritischen Überlagerungshöhen für die drei Vortriebskonzepte zeigt Abbildung 19.

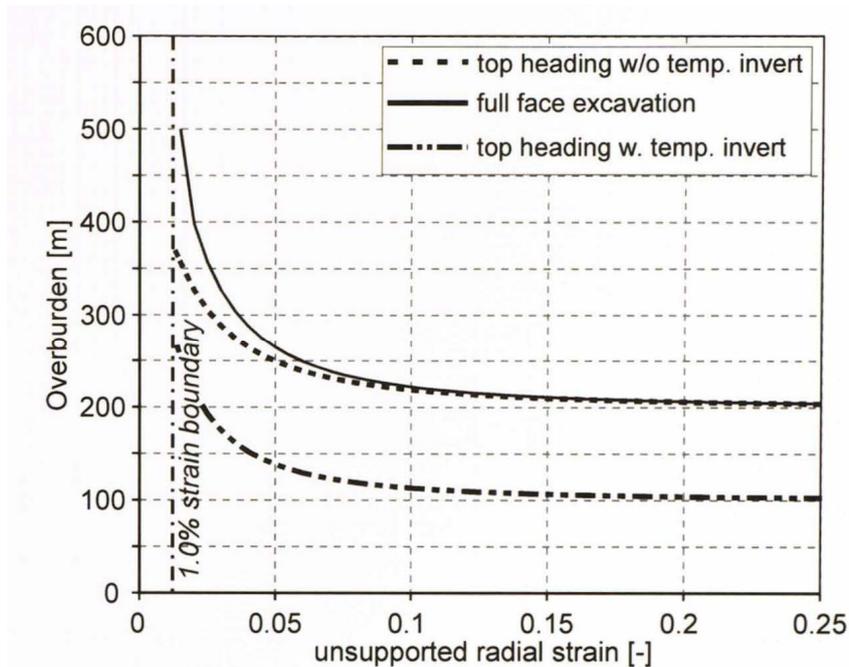


Abbildung 19: Vergleich der kritischen Überlagerungshöhen für die drei Vortriebskonzepte (Radoncic, 2011)

2.2.4 Diskussion

Die empirischen Verfahren beruhen auf dem Q-Klassifizierungssystem nach Barton et al. (1974), welches in der Fachliteratur kritisch diskutiert wird. Radoncic (2011) beanstandet, dass sich das Q-System bei massivem und geklüftetem Gebirge generell schlecht anwenden ließe. Die benötigten Parameter, wie die Anzahl der Klufsysteme, die Rauigkeit der ungünstigsten Kluft oder der Grad der Veränderung der schwächsten Kluft, seien in situ nicht leicht bestimmbar. Anagnostou & Pimentel (2012) kritisieren, dass die Datenbasis, auf der das Q-System beruht, nicht ausreichend sei.

Die semi-empirischen Verfahren beruhen auf der Annahme, dass druckhaftes Gebirgsverhalten auftritt, sobald das Gebirge überdrückt (Jethwa & Singh, 1984) oder eine kritische Dehnung für den ungestützten Hohlraum erreicht ist (Aydan et al., 1993; Hoek & Marinos, 2000). Schubert (2016) kritisiert an diesen Verfahren, dass bei oberflächennahen Tunneln im Lockergestein der Boden um den Hohlraum häufig überlastet ist, die Kriterien dementsprechend erfüllt werden, jedoch nicht von druckhaftem Verhalten gesprochen werden kann. Sofern sich diese Beziehung auf Gebirgsverhalten bezieht, ist sie jedoch sinnvoll.

Ein qualitativer Ansatz von Barla (2001) sieht beispielsweise nur eine Beschreibung von druckhaftem Gebirge vor, welche von großen und lang anhaltenden Verformungen (Kriechen des Gebirges) spricht. Zudem macht der Autor deutlich, dass die Intensität des druckhaften Gebirgsverhaltens immer in einer Wechselbeziehung zum Ausbau steht.

Darauf aufbauend hat Radoncic (2011) einen ausbauorientierten Ansatz entwickelt, der die maximale Kapazität einer monolithischen Spritzbetonschale in Relation zu Gebirgsbedingungen setzt. Der Ansatz kann nach Schubert (2016) für Gebirgsformationen mit einem Reibungswinkel bis 30° verifiziert werden, bei der Berücksichtigung höherer Reibungswinkel stellen sich keine sinnvollen Ergebnisse mehr ein. Zudem gilt dieser Ansatz nur für eine monolithische Spritzbetonschale, bei welcher kritische Dehnungen etwa bei 0,5 % bis 1,0 % eintreten.

Anagnostou & Cantieni (2007) haben versucht, das Gebirgsverhalten mit Hilfe von Messungen der axialen Extrusion des Gebirgskerns am Beispiel des Gotthard-Basistunnels vorauszusagen. Die Autoren haben jedoch festgestellt, dass sich dieser Ansatz bei ausgeprägt zeitabhängigem Gebirgsverhalten als nicht sehr aussagekräftig gestaltet.

Schubert (2016) empfiehlt, den unscharfen Ausdruck „druckhaft“ komplett zu vermeiden, da aus seiner Sicht keine aussagekräftige Definition besteht. Es sollte stattdessen ein ingenieurwissenschaftlicher Ansatz angewendet werden, der eine sorgfältige Gebirgscharakterisierung, eine Bewertung des Gebirgsverhaltens und Ideen für unkonventionelle Ausbaukonzepte beinhaltet.

2.3 Forschungsschwerpunkte zum druckhaften Gebirgsverhalten

Aus den zuvor dargestellten Grundlagen und den möglichen Definitionen zur Vorhersage des druckhaften Gebirgsverhaltens, ergeben sich Fragestellungen bzw. Forschungsschwerpunkte für diese Arbeit. In Abbildung 20 sind diese Forschungsschwerpunkte gezeigt.

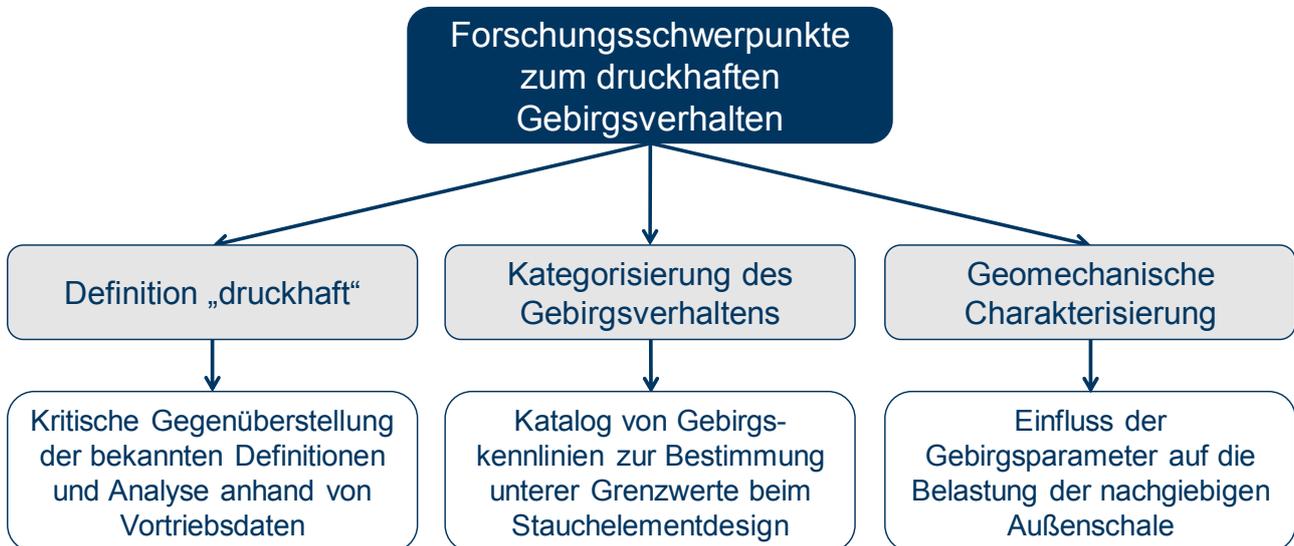


Abbildung 20: Forschungsschwerpunkte zum druckhaften Gebirgsverhalten

Ergänzend zu Abbildung 20 werden die Arbeitsschritte zu den resultierenden Forschungsschwerpunkten nachfolgend kurz erläutert. Zusätzlich wird ein Verweis zu dem Kapitel gegeben, in dem die jeweiligen Forschungsschwerpunkte behandelt werden.

Definition „druckhaft“

Wie vorgestellt, existieren unterschiedliche – auch neuere – Definitionen für druckhaftes Gebirgsverhalten, die teilweise sehr kontrovers diskutiert werden. In Kapitel 6.1 werden die Ansätze kritisch gegenübergestellt und anhand eines Referenzprojekts analysiert.

Kategorisierung des Gebirgsverhaltens

Die untere Grenze zur Dimensionierung des Last-Verformungsverhaltens von Stauchelementen bestimmt sich aus dem Gebirgsverhalten und die obere Grenze stellt die Spritzbetonkapazität dar. Druckhaftes Gebirgsverhalten kann sich elementar unterscheiden, je nachdem ob die Verformungen sofort oder kriechend auftreten. Mithilfe eines analytischen Verfahrens wird in Kapitel 6.4 ein Katalog von Gebirgskennlinien zur Bestimmung unterer Grenzwerte beim Stauchelementdesign erstellt. Anhand von Gebirgskenndaten ist es dann möglich, die minimal notwendige Performance des Last-Verformungsverhaltens der Elemente abzuschätzen, um diese dementsprechend ausschreiben zu können.

Geomechanische Charakterisierung

Die Literaturrecherche zeigt, dass druckhaftes Gebirgsverhalten sehr differenziert auftreten kann. Einerseits hängt dies vom gewählten Vortriebs- und Ausbaukonzept sowie andererseits von den geotechnischen Randbedingungen ab. In Kapitel 7.4 wird mithilfe einer Parameterstudie numerisch ermittelt, welchen Einfluss unterschiedliche Gebirgsparameter auf die Belastung der nachgiebigen Innenschale haben.

3 Ausbaumethoden in druckhaftem Gebirge

3.1 Statische Konzepte zur Dimensionierung der Außenschale

Im konventionellen Tunnelbau existieren unterschiedliche Ausbauansätze, um druckhaftes Gebirgsverhalten zu kontrollieren. Eine vergleichende Beschreibung der Konzepte soll die Vor- und Nachteile aufzeigen und die für diese Arbeit relevante nachgiebige Spritzbetonweise mit Stauchelementen in einen Gesamtzusammenhang einordnen.

Grundsätzlich können dementsprechend zwei unterschiedliche Ansätze zur Herstellung der Außenschale beim Ausbau in druckhaftem Gebirge verfolgt werden. Einerseits wird mit dem Widerstandsprinzip (aktives Ausbaukonzept) durch einen ausreichend steifen Ausbau versucht, Gebirgsverformungen nach dem Einbau zu verhindern (Abbildung 21a). Dazu muss der Ausbau den auftretenden Gebirgsdruck schadlos aufnehmen können. Im Gegensatz dazu werden beim Ausweichprinzip (passives Ausbaukonzept) Verformungen grundsätzlich hingenommen (Abbildung 21b). Hierzu wird im Hinblick auf die erwartete Konvergenz ein Überprofil ausgebrochen, da der Gebirgsdruck mit zunehmender Verformung abnimmt. (Kovári, 1998)

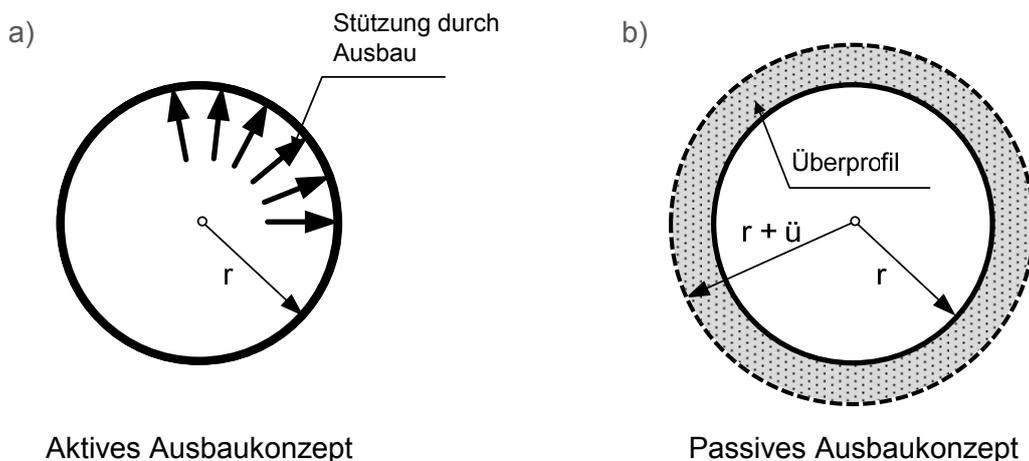


Abbildung 21: Schematische Darstellungen nach Kovári (1998); (a) Widerstands- und (b) Ausweichprinzip

Nachfolgend werden die statischen Konzepte zur Dimensionierung der Außenschale anhand von schematischen Skizzen und einer kurzen Beschreibung dar- und anschließend gegenübergestellt.

3.1.1 Widerstandsprinzip

Beim Widerstandsprinzip soll der auftretende Gebirgsdruck durch eine massive Spritzbetonschale mit schweren Stahlbögen und einer dichten Systemankerung direkt aufgenommen bzw. abgeleitet werden. Der Aufbau dieses Prinzips ist schematisch in Abbildung 22a

dargestellt; die massive Spritzbetonschale wird durch eine Sicherung der Ortsbrust (OB) sowie einen schnellen Ringschluss unterstützt. Um einen schnellen Ringschluss und eine damit einhergehende schnelle Tragfähigkeit der Schale zu erlangen, ist dieses Ausbaukonzept nur mit einem Vollausbuch oder einem Kalottenvortrieb mit temporärer Kalottensohle sinnvoll möglich. Dies setzt jedoch einen erhöhten Aufwand an Maßnahmen zur Ortsbrustsicherung sowie einem durch die Dimension des Querschnitts und der Sicherung bedingten umfangreichen Einsatz von Baumaschinen voraus. Bei einem Kalottenvortrieb mit temporärer Sohle ergibt sich allerdings ein statisch ungünstiger Querschnitt. (Wittke, 2014: 91-99)

Das aktive Ausbaukonzept ist nicht umsetzbar, wenn der Gebirgsdruck höher als der zu mobilisierende Ausbauwiderstand aus einer technisch möglichen und wirtschaftlich sinnvollen Konstruktion ist. Wird die Sicherung zusätzlich verstärkt und kommt es dennoch zu einem unabwendbaren Versagen des Ausbaus (Abbildung 22b), sind die Reprofilierungsarbeiten aufwendig und kostenintensiv. Zudem kann bei einem massiven Ausbau (bspw. Spritzbetonstärken von über 50 cm) nur eine geringe Vortriebsgeschwindigkeit erreicht werden. (Rabcewicz, 1972)

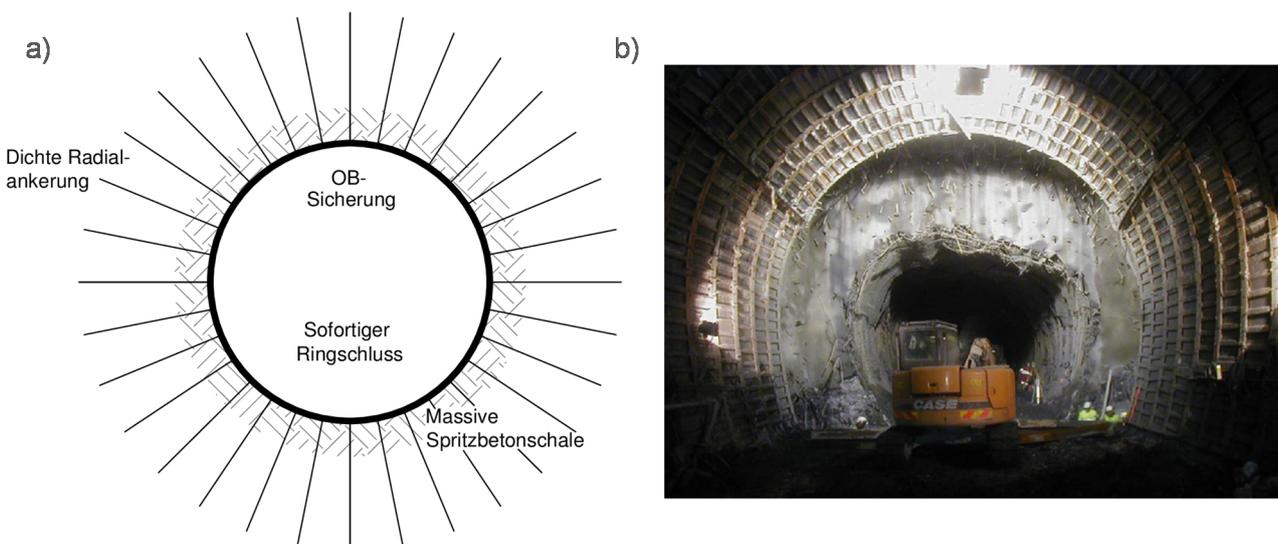


Abbildung 22: (a) Schematische Skizze zum Widerstandsprinzip im Vollausbuch mit kreisrundem Querschnitt – Massive Spritzbetonschale mit schweren Stahlbögen und dichter Systemankering; (b) Saint Martin La Porte, TM 1.325 vor Reprofilierungsarbeiten (Barla et al., 2011)

Ein weiterer nachteiliger Aspekt einer steifen Sicherung ist die Unterdrückung der Verschiebungen, da diese als Messgröße eine der wichtigsten Indikatoren des Systemverhaltens sind. Die Interpretation der Verschiebungsmessungen erlaubt nicht nur eine Bewertung der Stabilität der Sicherungsmaßnahmen, sondern ermöglicht zudem eine Aussage zu den vor-

handenen Gebirgsbedingungen. Bei Unterdrückung dieser Messgrößen ist die vortriebsbegleitende Überwachung, Anpassung der Rechenmodelle und daraus resultierende Voraussage zum Deformationsverhalten schwieriger. (Steindorfer, 1998; Schubert et al., 2002)

3.1.2 Ausweichprinzip

Das Ausweichprinzip beruht auf dem Grundsatz, dem Gebirge gezielt Deformationen zu ermöglichen. Die unterschiedlichen Herangehensweisen dieses Prinzips sind regional geprägt. In Österreich beispielsweise wird vielfach die sequenzielle Arbeitsweise (Kalotte, Strosse, Sohle) angewandt. In anderen Ländern ist eher eine Tendenz zum Ausbruch im vollen Profil festzustellen. (Schneider & Spiegl, 2015)

Zu den Ausbauvarianten, die eine geplante Deformation des Gebirges erlauben, gehören:

- der Ausbau mit nachgiebigen Ausbaubögen (TH-Bögen), einer Ortsbrustankerung (OB-Ankerung) und einem späten Einbau einer Spritzbetonschale,
- die geschlitzte Spritzbetonschale,
- die geschlitzte Spritzbetonschale mit Gleitankerung sowie
- die geschlitzte Spritzbetonschale mit Stauchelementen.

TH-Bögen mit OB-Ankerung und spätem Einbau einer Spritzbetonschale

Der Ausbau mittels TH-Bögen mit Gleitanschlüssen ist ein aus dem Bergbau bekanntes Verfahren. Beim Bau des Gotthard Basistunnels wurde dieses im Teilabschnitt Sedrun kombiniert mit einem Vollausbuch und einer Ankerung der Ortsbrust sowie einem späten Einbau einer Spritzbetonschale (Kovári & Ehrbar, 2008). Zur Veranschaulichung stellt Abbildung 23b eine Situation aus dem Teilabschnitt Sedrun dar.

Die Skizze in Abbildung 23a beschreibt dieses Ausweichprinzip schematisch. Zur Aufnahme der Konvergenzen wird ein hoher systematischer Mehrausbruch (bspw. bis zu 0,70 m) vorgesehen. Die Ausbausicherung besteht neben den nachgiebigen TH-Profilen (grün) und der überlappenden Ankerung der Ortsbrust aus einer Versiegelung der Ausbruchfläche mit Spritzbeton und Matten sowie einer Radialankerung. Die Ausbaubögen wirken wie eine Feder (C_{TH}) und schieben bei Erreichen ihres Auslegungsniveaus ineinander ein. Die Spritzbetonaußenschale (schwarz) wird erst nach Schließen der Ausbaubögen bzw. nach Abklingen der geplanten Konvergenzen zur Verhinderung weiterer Querschnittsreduktionen eingebaut. Dies kann zu großen Abständen zwischen Ortsbrust und Einbau der Spritzbetonschale führen. Beim Los Sedrun waren mindestens 40 Meter Einbauabstand gefordert. (Kovári et al., 1999; Kovári & Ehrbar, 2008)

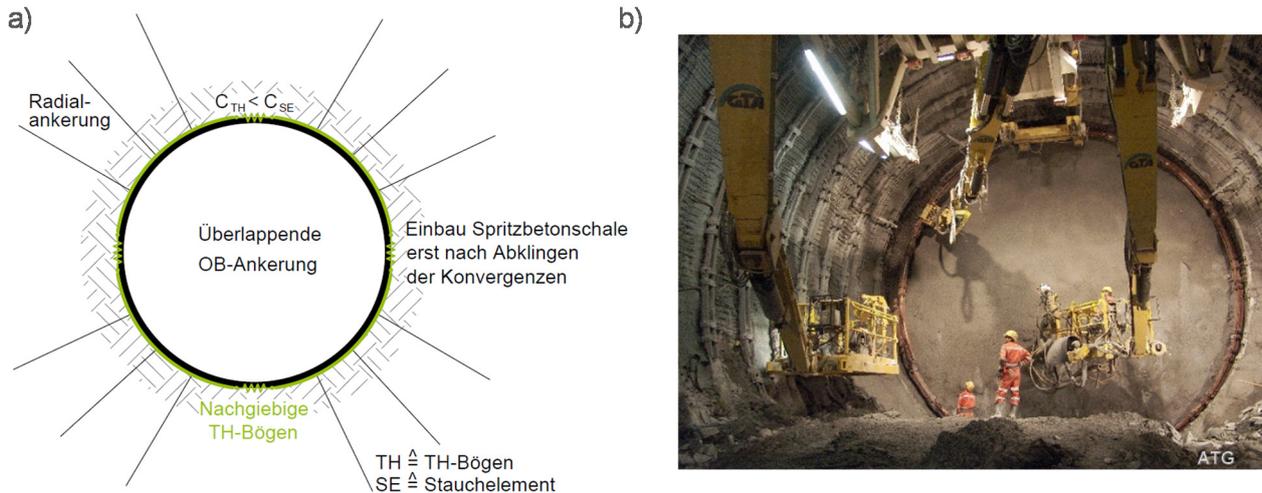


Abbildung 23: (a) Schematische Skizze zum Ausweichprinzip – TH-Bögen mit OB-Ankerung; (b) Gott-hard Basistunnel, Los 360 Sedrun (ATG)

Nachteilig bei dieser Konzeption ist der große maschinelle und personelle Aufwand zum Einbau der Sicherung, die in mehreren Arbeitsschritten eingebracht werden muss. Die statischen Nachteile des Systems liegen bei der niedrigen Ausbaukapazität der Träger und einer hohen Empfindlichkeit gegenüber Biegemomenten bei Auftreten asymmetrischer Verschiebungen (Radoncic, 2011). Ein sicherheitstechnischer Nachteil ergibt sich aus der begrenzten Schutzwirkung durch die Matten bis zum Einbau der Spritzbetonschale.

Geschlitzte Spritzbetonschale

Das Konzept, Längsschlitz in der Spritzbetonschale freizulassen, wurde auf Vorschlag von Rabcewicz (1972) erstmals beim Bau des Tauerntunnels durchgeführt (Abbildung 24b). Die hohen Gebirgsdrücke, die zu enormen Konvergenzen führten, sollten sich durch die gewollte Verformungsmöglichkeit der Spritzbetonschale abbauen. Beim Bau des Arlbergtunnels (John, 1980), des Karawankentunnels (Schubert & Marinko, 1989) und des Inntaltunnels (Schubert, 1993) wurde diese Methodik ebenfalls erfolgreich angewendet.

Abbildung 24a zeigt eine schematische Skizze dieses Ausbaukonzepts der geschlitzten Spritzbetonschale mit Gitterträgern bzw. Ausbaubögen und einer Radialankerung. Die Spritzbetonschale bleibt bis zum Schließen der Deformationsschlitz annähernd spannungsfrei ($C_{SCH} = 0$). Die Gebirgsspannungen reduzieren sich durch die ermöglichte Verformung. Nach dem Schließen der Schlitz kann die Spritzbetonschale den erforderlichen Ausbauwiderstand aktivieren. Die Tragfähigkeit des jungen Spritzbetons wird jedoch zu Beginn nicht ausgenutzt. Zudem stellt die geschlitzte Spritzbetonschale bis zur vollständigen Schließung der Deformationsschlitz keinen geschlossenen Tragring dar.

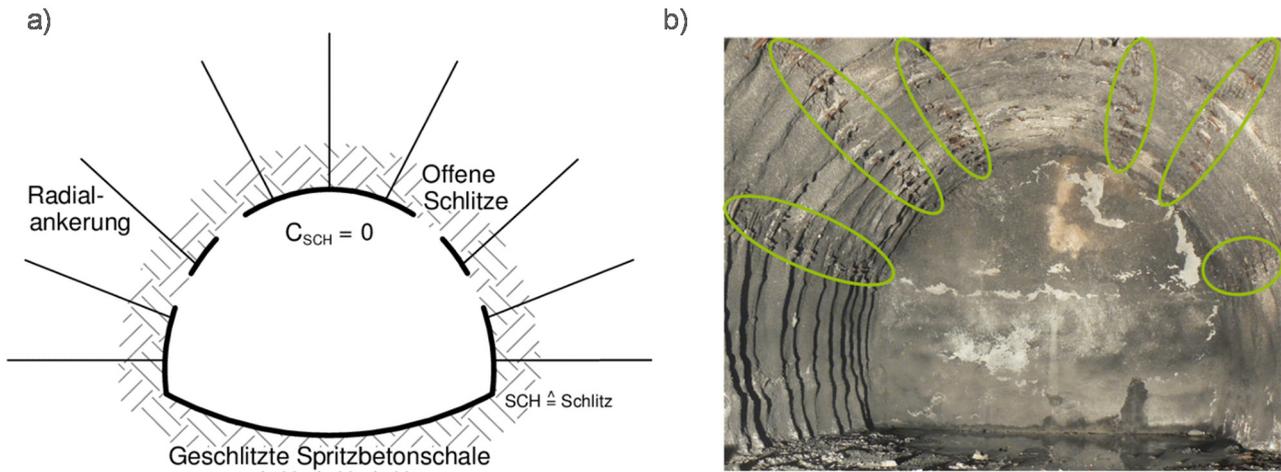


Abbildung 24: (a) Schematische Skizze zum Ausweichprinzip – Geschlitzte Spritzbetonschale mit Radialankerung; (b) Erste Röhre Tauerntunnel, FQ-Nord TM 1.848 (Porr)

Ein nur geringer Ausbauwiderstand wird durch den Aufbau einer sich aufgrund der Schubspannung an der Kontaktfläche Spritzbeton-Gebirge gebildeten Normalkraft aktiviert. Bei großen Verformungen sowie ungünstigen Gebirgskennwerten kann es zum Erreichen der Grenztragfähigkeit der Interaktionsflächen zwischen Spritzbeton und Gebirge kommen, was ein Schubversagen zur Folge haben kann. Ebenso tritt Schlupf zwischen Felsbolzen und noch nicht ausgehärtetem Mörtel auf, was zu einer verminderten Tragwirkung der Anker führen kann. Diese beiden Punkte können eine schlagartige Entlastung der Spritzbetonschale und eine Belastung des Gebirgstragrings bewirken und zu einem plötzlichen Versagen der Sicherung führen. (Rabcewicz, 1972; Rabcewicz & Hackl, 1975; Schubert & Riedmüller, 1995; Blümel, 1996; Schubert, 2011)

Geschlitzte Spritzbetonschale mit Gleitankerung

Ein weiteres passives Ausbaukonzept ist die Ausführung einer geschlitzten Spritzbetonschale mit Gleitankerung, die im geplanten Endlager „Schachtanlage Konrad“ (Abbildung 25b) in Salzgitter zum Einsatz kommt (Missal et al., 2013). Durch die Gleitankerung soll der nachteiligen Wirkung der geschlitzten Schale, sich annähernd spannungslos zu verformen, entgegen gewirkt werden. Die Gleitanker sollen ein Schließen der Schlitze ermöglichen, ohne die Tragwirkung negativ zu beeinflussen.

Abbildung 25a stellt schematisch dieses passive Ausbauprinzip vor; das Sicherungskonzept besteht aus einer in Streckenlängsrichtung geschlitzten Spritzbetonschale ($C_{SCH} = 0$) mit voll vermörtelten GFK-Ankern und einer Gleitankersicherung, wobei die Länge der einzelnen Gleitanker bis zu 18 m betragen kann. Die GFK-Ankerung soll zur Bewehrung des Gebirges dienen, durch die Gleitanker wird das Gebirge zum Mittragen aktiviert. Es bildet sich ein relativ großer Gebirgstragring um den aufgefahrenen Tunnel aus. Die Innenschale aus

bewehrtem Spritzbeton wird nach Erreichen vorher bestimmter Konvergenzen eingebaut (Stahlmann et al., 2014).

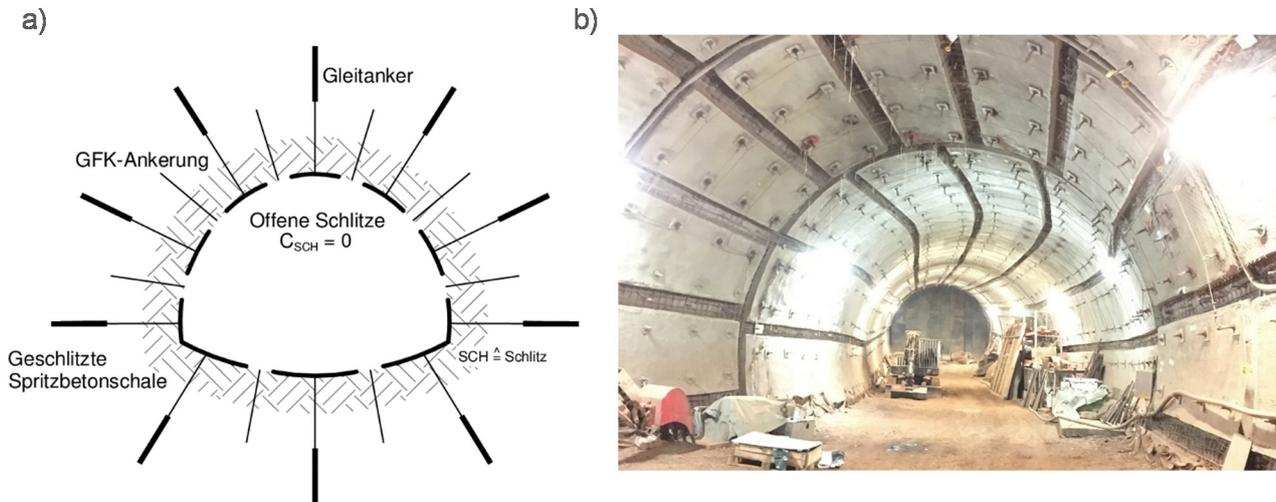


Abbildung 25: (a) Schematische Skizze zum Ausweichprinzip – Geschlitzte Spritzbetonschale mit Gleitankerung; (b) Schacht Konrad (TLB)

Nachteilig bei diesem Konzept sind die statisch erforderlichen langen Abmessungen der Gleitanker. Verfahrenstechnisch ist das Einbringen der Anker sehr aufwendig und führt zu einem geringen Baufortschritt. (Groll et al., 2014)

Geschlitzte Spritzbetonschale mit Stauelementen

Das passive Ausbaukonzept der geschlitzten Spritzbetonschale mit Stauelementen ist eine Weiterentwicklung des Konzepts der geschlitzten Spritzbetonschale. Nach einem Kollaps am Galgenbergtunnel wurden stehende Stahlrohre in die Schlitze der Spritzbetonschale integriert, um die Nachteile der fehlenden Schubübertragung auszugleichen (Schubert & Riedmüller, 1995). Danach fand eine kontinuierliche Weiterentwicklung von Stauelementen und eine Anpassung ihrer Arbeitslinien statt. Mittlerweile gibt es viele Tunnelbauprojekte mit Einsatz dieses Ausbaukonzepts. Beispielhaft ist in Abbildung 26b ein Foto aus der zweiten Röhre des Tauerntunnels dargestellt.

Abbildung 26a zeigt dieses Ausbaukonzept schematisch; die Sicherung besteht neben der geschlitzten Spritzbetonschale, in welche die Stauelemente (blau) eingesetzt sind, aus einer Radialankerung und Ausbaubögen oder Gitterträgern. Die Steifigkeit der Stauelemente ermöglicht eine Mobilisierung des Ausbauwiderstands unter Ausnutzung der Tragfähigkeit des jungen Spritzbetons, während erste Verformungen auftreten. Das Initialauslegungsniveau der Stauelemente kann größer gewählt werden als das der TH-Bögen ($C_{SE} > C_{TH}$) und das Kraftniveau nimmt im Laufe der Verformung zu. Voraussetzung dabei ist, dass die Beanspruchung der Spritzbetonschale zu jedem Zeitpunkt unterhalb der zeitlich veränderlichen Spritzbetonfestigkeit liegen muss. Besonders der Anfangswiderstand der

Stachelemente darf daher nicht zu hoch angesetzt werden, da der junge Spritzbeton zu Beginn eine geringe Festigkeit aufweist. Im weiteren Verlauf sollte sich das Last-Verformungsverhalten der Stachelemente an der Festigkeitsentwicklung des Spritzbetons orientieren, um die mobilisierte Ausbaukapazität bestmöglich auszunutzen. (Wiese, 2011; Radonicic, 2011) In Kapitel 3.2.4 werden die Stachelemente und die Anforderungen an ihr Last-Verformungsverhalten detailliert beschrieben.

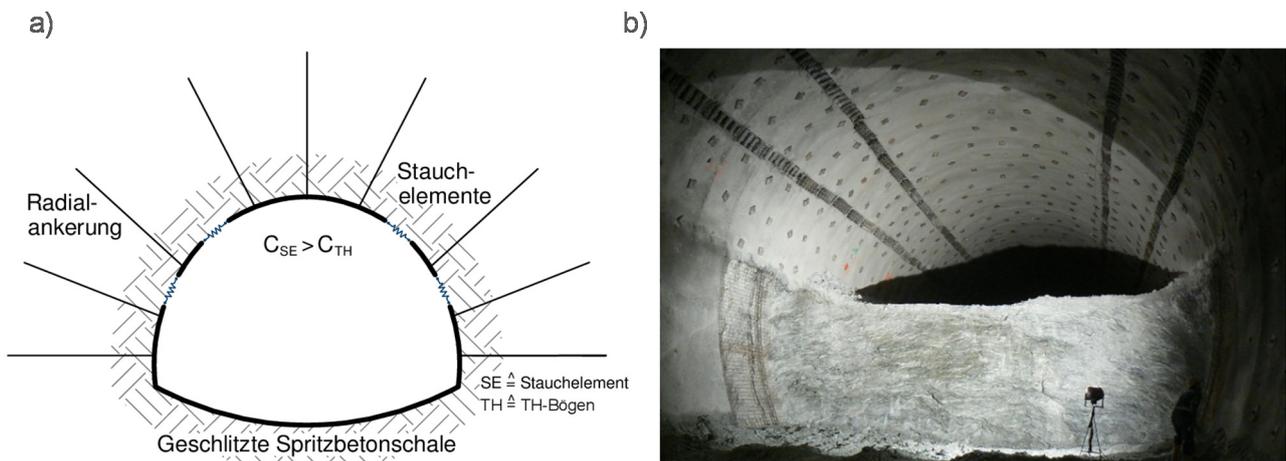


Abbildung 26: (a) Schematische Skizze zum Ausweichprinzip – Geschlitzte Spritzbetonschale mit Stachelementen und Radialankerung; (b) Zweite Röhre Tauerntunnel (Porr)

3.1.3 Diskussion der Ausbaukonzepte

Ein qualitativer Vergleich zwischen dem Ausbaukonzept des Widerstandsprinzips und den Ausbaukonzepten nach dem Ausweichprinzip ist in Abbildung 27 dargestellt. Das Diagramm zeigt eine für druckhaftes Gebirge typische Gebirgskennlinie, welcher die qualitativen Ausbaukennlinien der vorgestellten Konzepte gegenübergestellt sind. Auf der Horizontalachse ist die Radialverschiebung u angetragen und auf der Vertikalachse werden die Gebirgsspannung σ für die Gebirgskennlinie bzw. der Ausbauwiderstand p für die Ausbaukennlinien gegenübergestellt. Im Schnittpunkt der Gebirgskennlinie mit der jeweiligen Ausbaukennlinie stellt sich ein Gleichgewicht zwischen Gebirgsspannung σ und Ausbauwiderstand p ein.

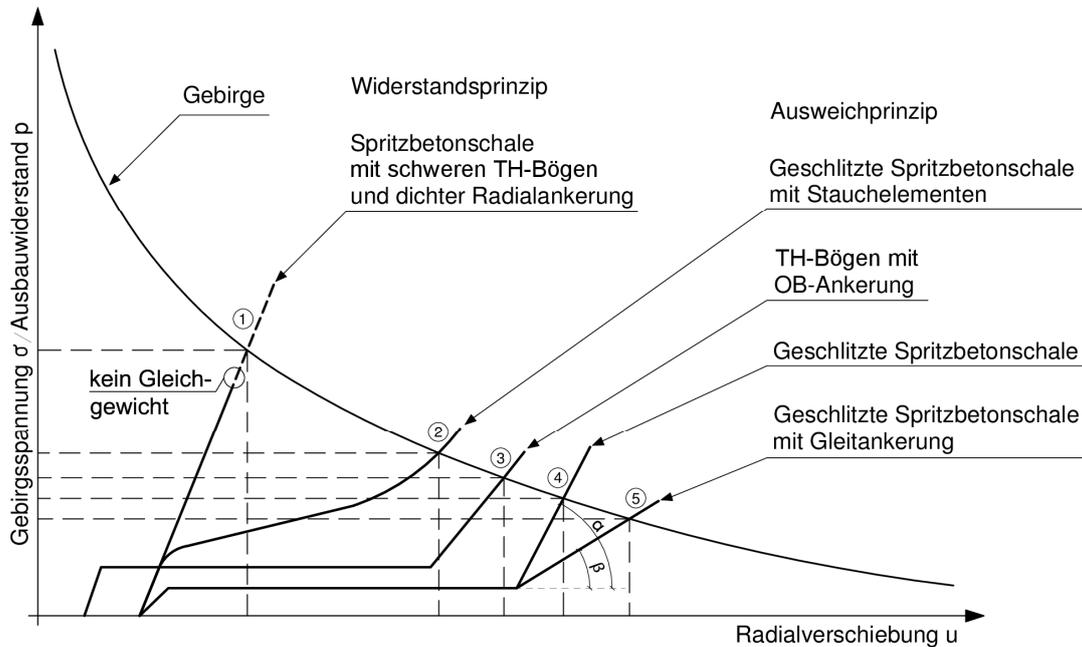


Abbildung 27: Qualitativer Vergleich der Ausbaukennlinien

Wie die Abbildung 27 zeigt, ist die massive monolithische Spritzbetonschale mit schweren Stahlbögen und dichter Systemankerung (1) bei druckhaften Gebirgsverhältnissen bzw. großen Deformationen aufgrund ihres spröden Materialverhaltens und der geringen Bruchstauung ungeeignet. Die Gebirgsdrücke, die dem jungen Spritzbeton aufgezwungen werden, können evtl. nicht aufgenommen werden (gestrichelt dargestellt). Somit stellt sich kein Gleichgewicht zwischen Gebirgsdruck und Ausbauwiderstand ein und ein Versagen des Gesamtsystems tritt auf.

Beim Ausbau mit TH-Profilen und OB-Ankerung (3) ist die Radialverschiebung durch die Wirkung der vorausseilenden OB-Sicherung zum Einbaupunkt der TH-Profile kleiner als bei den anderen Sicherungskonzepten. Durch die Initialsteifigkeit des Einschubs der Profile wird zuerst ein geringer Ausbauwiderstand erreicht. Die Profile gleiten mit einem gewissen Reibungswiderstand ineinander und ermöglichen dem Gebirge Konvergenzen. Nach dem Eintreten dieser, dem Mehrausbruch entsprechenden Konvergenz, stoßen die Segmente der inneren und äußeren Stahlbögen kraftschlüssig aufeinander und erhöhen so den Tragwiderstand (Kovári & Ehrbar, 2008).

Die geschlitzte Spritzbetonschale (4) kann aufgrund des statischen Systems nur einen verhältnismäßig geringen Ausbauwiderstand aktivieren. Eine geringe Auslastung der Spritzbetonschale ist die Folge. Die volle Tragfähigkeit der geschlitzten Spritzbetonschale tritt erst bei vollständigem Schließen der Schlitze auf, wobei die Aktivierung des Ausbauwiderstandes größer ist als bei der geschlitzten Schale mit Gleitankerung ($\alpha > \beta$). Bei großen Deformationen besteht jedoch die Möglichkeit eines Schubversagens in der Kontaktfläche Spritzbeton-Gebirge.

Bei dem System der geschlitzten Spritzbetonschale mit Gleitankerung (5) schließen die Schlitzte zuerst annähernd spannungslos, eine Aktivierung des Ausbauwiderstands wird durch die GFK-Anker generiert. Nachdem die Konvergenzen abgeschlossen sind, wird die Gleitankerung aktiviert, wodurch der Ausbauwiderstand ansteigt. Qualitativ ist dies durch den Winkel β dargestellt.

Bei einer Spritzbetonschale mit Stauchelementen (2) werden durch einen definierten Ausbauwiderstand kontrolliert Verformungen zugelassen. Dadurch reduziert sich der auf den Spritzbeton wirkende Gebirgsdruck, zudem erhält die Spritzbetonschale die Möglichkeit, durch Erhärtung einen ausreichenden Ausbauwiderstand zu aktivieren. Das Verhältnis zwischen aufnehmbarem Gebirgsdruck und notwendiger Konvergenzen ist durch das ansteigende Last-Verformungsverhalten günstiger als bei den anderen Varianten, wie Abbildung 27 qualitativ zeigt.

3.2 Elemente der nachgiebigen Spritzbetonbauweise mit Stauchelementen

Zum Verständnis des Gesamtsystemverhaltens der nachgiebigen Spritzbetonbauweise mit Stauchelementen müssen zuerst die Wirkungsweisen einzelnen Komponenten des Ausbaukonzepts verstanden sowie möglicher Forschungsbedarf identifiziert werden.

Das nachgiebige Ausbaukonzept der geschlitzten Spritzbetonschale mit Stauchelementen ist eine Erweiterung der klassischen Spritzbetonweise um die nachgiebigen Elemente, die in die Spritzbetonschale integriert werden. Der Fokus wird in diesem Unterkapitel auf den Spritzbeton und die Stauchelemente gelegt – die mathematische Beschreibung der beiden Ausbaukomponenten erfolgt in Kapitel 4.2.

3.2.1 Spritzbeton

Der Spritzbeton schützt den ausgebrochenen Querschnitt durch die Ausbildung einer biegeweichen Sicherung gegen nachdrückendes Gebirge, um so Spannungsumlagerungen im Gebirge und die Ausbildung eines natürlichen Gebirgstragrings zu ermöglichen. Während der Hydratisierung des Spritzbetons nimmt dieser von Beginn an Spannungen und Verformungen auf. Daher sind die Materialeigenschaften, insbesondere die Festigkeitsentwicklung, von essentieller Bedeutung. (Macht, 2002)

Die Frühfestigkeitsentwicklung, welche innerhalb weniger Minuten bis hin zu 24 Stunden liegt, bestimmt die Arbeitsleistung bei der Applikation. Maßgebend dabei sind die Klebekraft des Materials und die Auftragsstärke in Abhängigkeit der Klebekraft sowie die Zugfestigkeit des Gebirges. (DIN EN 14487-1, 2006)

Die Frühfestigkeit ist hinsichtlich Gebirgsverformungen als maßgebend anzusehen, da sie den zeitlichen Aufbau der Gebirgsdruckbildung beeinflussen kann und den zeitlichen Aufbau des Ausbauwiderstands beeinflusst. Daher werden junge Spritzbetone hinsichtlich ihrer Festigkeitsentwicklung gemäß der österreichischen „Richtlinie Spritzbeton“ (2004) und der DIN EN 14487-1 (2006) in drei Bereiche (J1, J2, J3) eingeteilt (Abbildung 28):

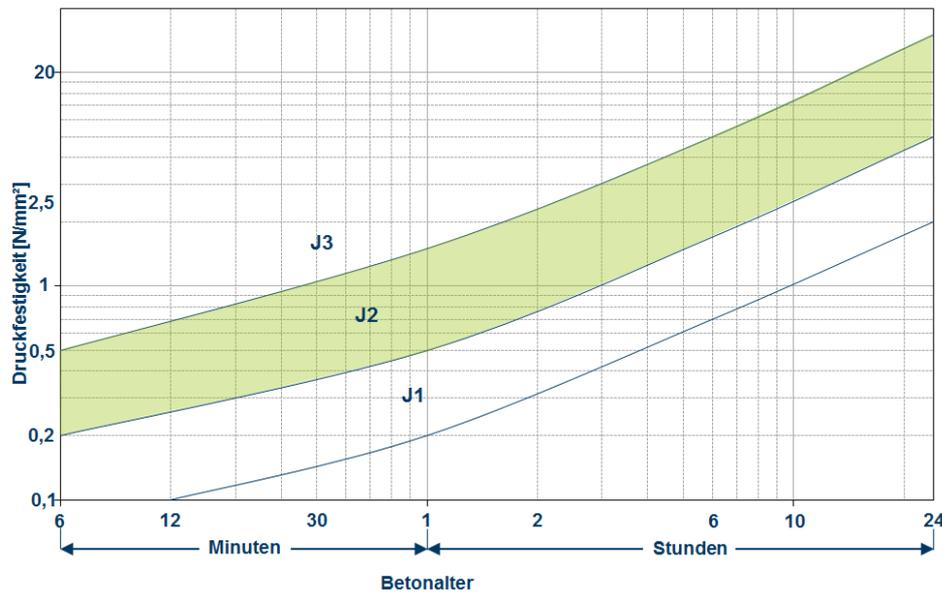


Abbildung 28: Klassen der Frühfestigkeit von jungem Spritzbeton nach DIN EN 14487-1 (2006)

Spritzbetone der Klasse J2 (Abbildung 28, grün hinterlegt) werden standardmäßig im Tunnelbau eingesetzt. Die Anforderung J2 ist nach (ÖVBB Richtlinie Spritzbeton, 2004) bei „rasch auftretenden Einwirkungen aus Gebirgsdruck, Erddruck oder nachdrängenden Lasten gegeben“. Rokahr & Lux (1987) haben gezeigt, dass bei einem Auslastungsgrad bis 40 % ein lineares Kriechverhalten zu erwarten ist. Bei einem Auslastungsgrad über 80 % muss mit einem stark progressiven Kriechverhalten mit Gefügestörungen gerechnet werden.

Pöttler (1997a) zeigt, dass selbst bei Ansatz der Betondruckstauchung von 1,0 % bis 1,5 % bei einem Tunneldurchmesser von bspw. 6 m die maximal aufnehmbaren Radialverschiebungen nur 60 bis 90 mm betragen dürfen. Im Fall von höheren Werten kann es zu einem unkontrollierten Bruch der Spritzbetonschale und einem schlagartigen Abfall des Aufbauwiderstands kommen. Besonders bei einem schnellen Auftreten solcher Verformungen besteht die Gefahr eines Kriechbruchs bereits zu einem viel früheren Zeitpunkt als bei Erreichen der Betondruckstauchung. (Pöttler, 1997b)

Saiang et al. (2005) haben das Verbundverhalten an der Interaktionsfläche zwischen dem Spritzbeton und dem Gebirge hinsichtlich Festigkeit und Steifigkeit untersucht. Aufgrund des

großen Unterschieds zwischen den Scherfestigkeiten von Spritzbeton und Gebirge, war anzunehmen, dass sich die Festigkeitseigenschaften der Interaktionsfläche an denen des Gebirges orientieren. In Laboruntersuchungen wurden Verbundproben in Rahmenscherversuchen sowie auf Zug- und Druckfestigkeit untersucht. Bei Normalspannungen ($\sigma_n < 1,0 \text{ MPa}$) entspricht die Scherfestigkeit der Interaktionsfläche der Verbundfestigkeit des Gebirges. Bei hohen Normalspannungen ($\sigma_n > 1,0 \text{ MPa}$) in der Interaktionsfläche wird die Scherfestigkeit größtenteils von der Reibung beeinflusst. Dies hat zur Folge, dass sich der Kohäsionseinfluss abmindert. Die Normalspannungen an der Interaktionsfläche liegen bei einem nachgiebigen Ausbau in etwa bei $0,2 - 0,5 \text{ MPa}$, sodass die Verbundfestigkeit des Gebirges maßgeblich ist.

Pilgerstorfer et al. (2011) haben in situ Untersuchungen zum Scherverhalten der Spritzbetonschale im Versuchsstollen EKT Paierdorf durchgeführt. Diese sollten Aufschluss über den Ort des Scherversagens, die Scherfestigkeit in der Interaktionsfläche sowie den Einfluss des Spritzbetonauftrags zur Vergütung des Gebirges geben. Der Versuchsaufbau eines Stahlrahmens mit Lasteinleitungsarm zur Aufbringung der Normalkraft sowie einem hydraulischen Zylinder zur Einleitung der Scherkraft ist in Abbildung 29 dargestellt.

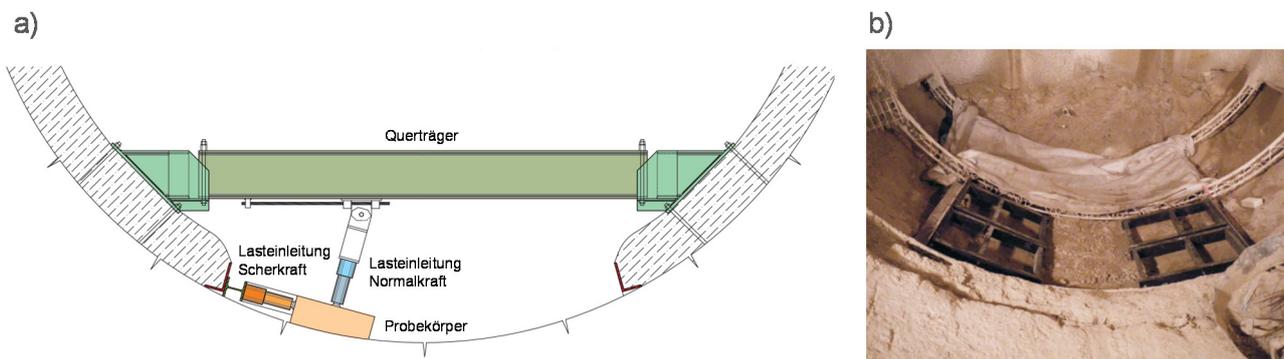


Abbildung 29: (a) Schematische Skizze zum Versuchsaufbau für Scherversuche an der Spritzbetonschale; (b) Eingebaute und ausgerichtete Stahlrahmen vor dem Einspritzen (Pilgerstorfer et al., 2011)

Die Versuchsrandbedingungen sollten aufgrund der hohen Steifigkeit der Normalkrafteinleitung denen eines Direktscherversuchs mit konstanter Normalsteifigkeit entsprechen. Mit Hilfe dieser Versuche konnte für diesen Anwendungsfall die Bandbreite des Reibungswinkels abgeschätzt werden. Die Verbundfestigkeit zwischen Gebirge und Spritzbeton ist größer als die Scherfestigkeit des Gebirges – auch bei relativ guten Gebirgsbedingungen. In stark tektonisierten Zonen ist der Kontrast noch größer und der relative Schlupf in der Interaktionsfläche wird durch die Schereigenschaften des Gebirges bestimmt. Dies führt dazu, dass Schlupf in numerischen Berechnungen bspw. durch die Einführung von Kontaktelementen oder Interfaces berücksichtigt werden muss. (Radoncic, 2011)

3.2.2 Systemankerung

Systemankerungen sollen den hohlraumnahen Gebirgsbereich möglichst tragfähig erhalten, indem sie einen dreidimensionalen Spannungszustand am Ausbruchsrund schaffen und den Scherwiderstand des Gebirges vergrößern, so trägt die Systemankerung dazu bei, das Gewölbe zu stabilisieren. Beansprucht werden die Anker durch Zug- und Schubbeanspruchungen, die durch Gebirgsbewegungen hervorgerufen werden. In druckhaftem Gebirge liegen hohe Spannungszustände vor, die mit einer konventionellen Gebirgsankering schwierig zu beherrschen sind, da die effektive Beanspruchung des Ankerbaus nicht ausreichend zu bestimmen ist und daher oftmals unkontrolliertes Versagen eintritt. (Hyett et al., 1992; Neville, 1958; Rabcewicz, 1957; Poisel, 1981; Stillborg, 1984; Kainrath-Reumayer & Dolsak, 2008)

Neigt das Gebirge zu druckhaftem Verhalten, kann dies – bedingt durch die großen Deformationen – zum Versagen einzelner Anker führen. In Abbildung 29 sind die möglichen Versagensfälle Spalt- und Schubbruch eines vollvermörtelten Ankers im Gebirge dargestellt. Bei einem Spaltbruch durchquert die Ankerung die Bruchfläche annähernd rechtwinklig, so dass die durch das Aufklaffen des Risses induzierten Normalkräfte durch den Verbund mit dem Mörtel ins Gebirge geleitet werden. Ein Schubbruch kann bei einer Scherverschiebung im Gebirge auftreten, bspw. wenn es in Hohlraumnähe zu einer Schubüberlastung durch große Deformationen kommt. Der Anker verschiebt sich dabei s-förmig und dabei stellen sich hohe Ansprüche an die Belastbarkeit und Dehnbarkeit des Stahles. (Schubert, 1984)

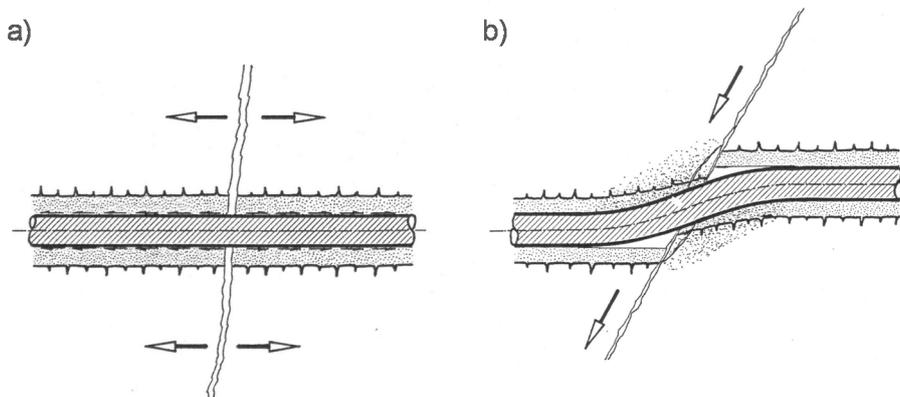


Abbildung 30: Wirkungsweise eines vollvermörtelten Ankers bei (a) Spaltbruch und (b) bei Schubbruch des Gebirges (Schubert, 1984)

Zu den einzelnen Versagensfällen sind in der Literatur verschiedene Untersuchungen zu finden. Blümel (1996) und Kilic et al. (2003) führen Auszugstests mit unterschiedlichen Geschwindigkeiten und Rippungen der Ankerstäbe durch. Wie der Versagensmechanismus im Verbund Gebirge-Mörtel-Anker im Detail aussieht, untersuchen Ito et al. (2001) mithilfe computertomografischer Scans von Probekörpern nach durchgeführten Auszugstests. Schubert

(1984) und auch Spang (1988) beschäftigen sich jeweils mit Untersuchungen zum Tragverhalten von Anker bei Schubbruch. In neuere Untersuchungen stellen Srivastava & Singh (2013) einen großmaßstäblichen Scherversuch vor, bei dem auch Anzahl und Abstand von Anker berücksichtigt werden.

Große Deformationen bedingen hohe Spannungszustände, die mit der konventionellen Gebirgsankerung schwierig zu beherrschen sind. Die Außenschale wird in druckhaftem Gebirge bewusst nachgiebig gestaltet, um Verschiebungen des Gesamtsystems zerstörungsfrei zuzulassen. Die begleitende Ankerung weist jedoch de facto nicht dieselben Eigenschaften auf, wodurch das Gesamtsystemverhalten im Vorhinein nicht korrekt berechenbar bzw. bestimmbar ist. Daher wurde für den Einsatz im Gebirge mit großen Relativverschiebungen der Roofex-Anker (Abbildung 31a) an der Montan-Universität Leoben entwickelt. Der Roofex-Anker verhält sich bis zum Erreichen seiner definierten Gleitlast, der Streckgrenze des Systems, steif und hält danach über die gesamte vordefinierte Gleitlast die Last konstant. Der Anker wird am Ende des Gleitwegs durch ein Stopp-Element blockiert und versagt bei fortschreitender Beanspruchung bis zur Bruchlast. (Kainrath-Reumayer et al., 2008; Kainrath-Reumayer & Dolsak, 2008; Galler et al., 2011)

In der Schachtanlage Konrad werden Wiborex Gleitkopfanke (Abbildung 31b) eingesetzt (Groll et al., 2014). In der Patentschrift zu Gleitankern (Ischebeck, 2004) ist das Funktionsprinzip definiert. Durch die Verschieblichkeit des Gleitanker Kopfes wird ein Abreißen desselben bei Überwindung einer Grenzlast entlang des zunächst in den Hohlraum überstehenden Ankerkopfstabes vermieden. Die Grenzlast des Gleitankers wird durch ein mehrstufiges Zerspanen des Außengewindes der Ankerstange durch den Gleitanker Kopf erzeugt.

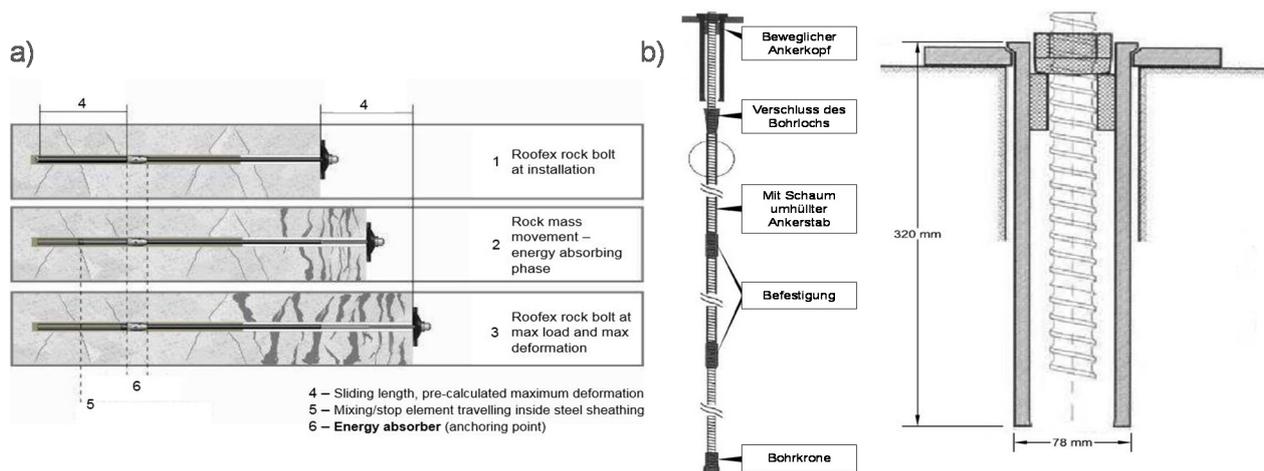


Abbildung 31: (a) Arbeitsphasen Roofex-Anker (Galler et al., 2011) und (b) Wiborex Gleitkopfanke (Wittke, 2014)

Bisher werden bei nachgiebiger Spritzbetonbauweise mit Stauchelementen jedoch meist SN-Anker, teilweise mit Sonderrippung für ein besseres Tragverhalten, eingesetzt. (DSI, 2012)

3.2.3 Nachgiebige Stahlprofile

Die Tragwirkung der Stahlprofile beruht auf der Rahmen-Bogenwirkung; sie weisen eine hohe Biegetragfähigkeit und Normalkraftaufnahme auf. Die Stahlprofile dienen unmittelbar nach dem Ausbruch zur sofortigen wirksamen Abstützung des Gebirges und zum Schutz des Arbeitsraumes. (Maidl et al., 2013: 14-21)

Unterscheiden lassen sich diese nach einstegeigen bzw. zweistegigen Vollwandprofilen oder Gitterträgern. Die Vollwandprofile weisen ein hohes Tragvermögen bei großer Formstabilität auf, die Gitterträger, welche erst bei voller Einbettung in Beton ihr vollständiges Tragvermögen entwickeln, dienen als Bewehrungselemente (Podjadtke, 1998). Im Gebirge mit hohen Konvergenzen werden nachgiebige Bögen eingesetzt. Je nach Gebirgsverhalten und Ausbaukonzept werden entweder zweistegige Vollwandprofile (TH-Profile) oder Gitterträger als Dreipunktquerschnitt mit Rundstahl-Fachwerkstegen verwendet (Abbildung 32a).

Bei den Ausbaubögen wird die Nachgiebigkeit dadurch erreicht, dass die einzelnen Bogen-segmente mit Reibungslaschen kraftschlüssig gestoßen werden. Wird die Reibungsnormalkraft überschritten, kann das Profil in der Lasche rutschen. Damit wird verhindert, dass das Profil frühzeitig infolge der Gebirgsdeformation überbeansprucht wird. (Podjadtke et al., 2008)

Gitterträger weisen aufgrund der aus Bewehrungselementen bestehenden Konstruktion und der damit geringeren Stegstärke eine niedrigere Tragfähigkeit auf. In einer geschlitzten Spritzbetonschale mit Stauchelementen knickt der Gitterträger im Schlitz ein bzw. aus, wie in Abbildung 32b exemplarisch am Tauerntunnel dargestellt.

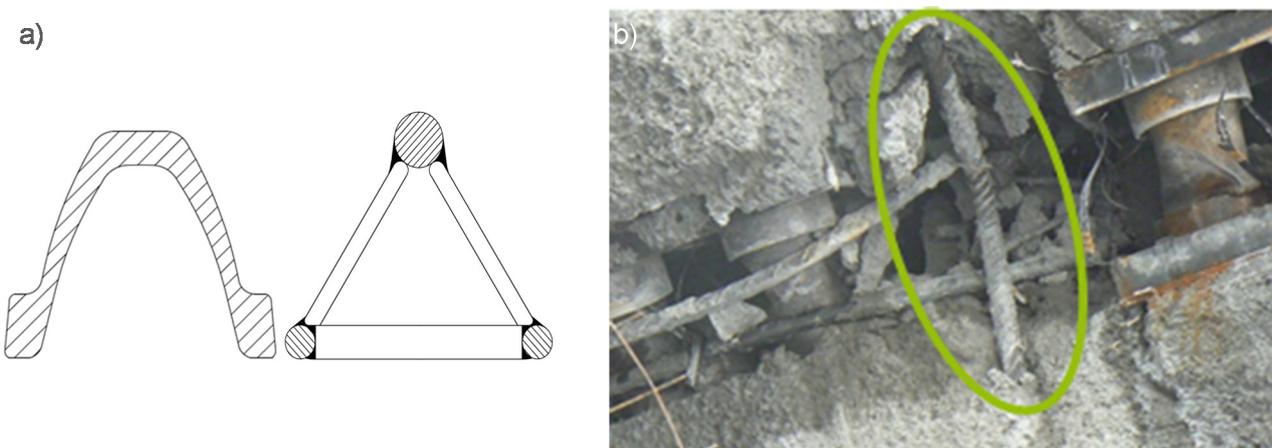


Abbildung 32: (a) Profilformen eines TH-Profiles und eines Gitterträgers (Podjadtke, 1998) und (b) eingeknickter Gitterträger zwischen Stauchelementen (TLB)

3.2.4 Stauchelemente

Die Stauchelemente werden in die Spritzbetonschale integriert, um eine Verformung dieser zu ermöglichen. Die Voraussetzung dafür ist eine Mobilisierung eines auf die Verhältnisse angepassten Ausbauwiderstands bei gleichzeitig hoher Energieabsorption. (Moritz, 2011) Die Last-Verformungs-Arbeitslinie der Stauchelemente muss sich unterhalb der Festigkeitsentwicklung des Spritzbetons befinden, um eine Überbeanspruchung der Schale zu jedem Zeitpunkt auszuschließen. Das Arbeitsvermögen der Stauchelemente sollte jedoch auf die bestmögliche Ausnutzung der Spritzbetonkapazität ausgelegt sein. Weitere Kriterien sind, dass Stauchelemente möglichst kostengünstig sind und für den schnellen und einfachen Einbau ein möglichst geringes Gewicht aufweisen.

Zwischen der Last-Verformungs-Charakteristik der Stauchelemente und der Vortriebsgeschwindigkeit (Abbildung 33a) sowie der Verschiebungsentwicklung (Abbildung 33b) besteht ein Zusammenhang, der von Schubert & Radoncic (2014) beschrieben wird. Eine höhere Vortriebsgeschwindigkeit erfordert ein Element mit einem geringen Auslegungsniveau. Ein langsamerer Vortrieb hingegen erlaubt es dem Spritzbeton auszuhärten und seine Festigkeit zu entwickeln, wobei die Initialsteifigkeit der Stauchelemente weniger ausschlaggebend ist. Ähnlich verhält es sich mit der Charakteristik der Verschiebungsentwicklung, die mit dem Parameter X beschrieben wird. Sind die auftretenden Konvergenzen schnell bei ihrem Endwert (dargestellt durch einen niedrigen X -Wert), muss das Auslegungsniveau der Stauchelemente niedriger sein als im Falle einer langsamen Verschiebungsentwicklung.

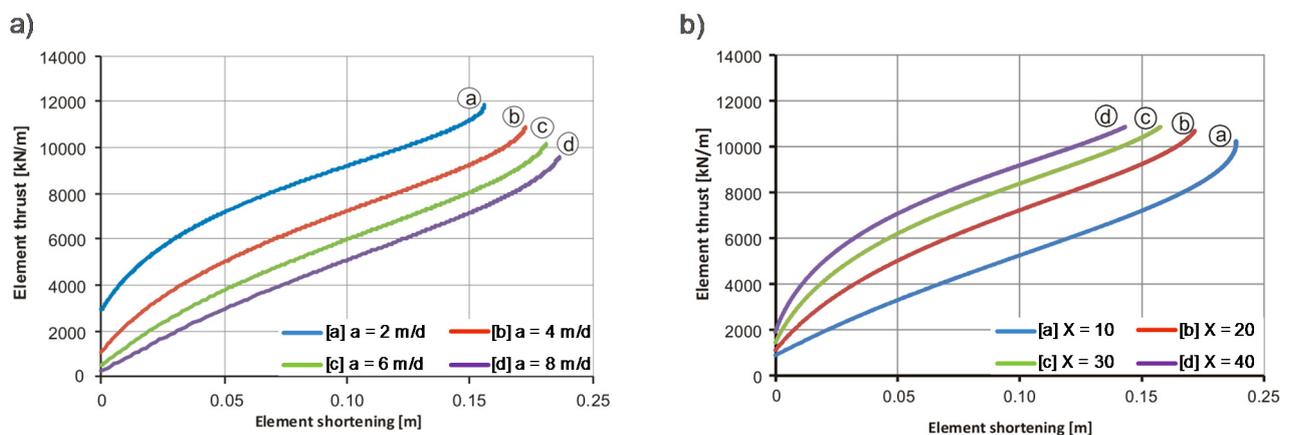


Abbildung 33: (a) Einfluss der Vortriebsgeschwindigkeit auf das Last-Verformungsverhalten der Stauchelemente und (b) Einfluss der Verschiebungsentwicklung auf das Last-Verformungsverhalten der Stauchelemente nach Schubert & Radoncic (2014)

Die ersten Stauchelemente wurden von Brunar & Powondra (1985) für den Einsatz im Bergbau entwickelt. Die sogenannten MEYPO-Stauchelemente wurden erfolgreich auf der Ze-

che Ibbenbüren eingesetzt. Jedoch war das System, das ähnlich einem hydraulischen Zylinder funktioniert, sehr kostenintensiv und es wurde nicht weiter entwickelt. (Schneider & Spiegl, 2015; Moritz, 2011)

Die heute auf dem Markt befindlichen Stauchelemente lassen sich in zwei Gruppen einteilen: zum einen poröse Elemente auf Bindemittelbasis, zum anderen deformierbare Elemente aus Stahl. In den folgenden Unterabschnitten werden die Konstruktionsweisen der unterschiedlichen Stauchelemente vorgestellt.

Stauchelement LSC

Das Stauchsystem LSC (Lining Stress Controller) der Firma Dywidag-Systems International (DSI) (Abbildung 34a), besteht aus einer Gruppe von Stahlrohren, die mittels Kopf- und Fußplatte miteinander verbundenen sind. Die Stahlrohre werden axial belastet. Bei der Stauchung der Elemente wird der Effekt des rotationssymmetrischen Zylinderbeulens ausgenutzt. Konzentrisch zu den Stauchrohren angeordnete Führungsrohre dienen zur Begrenzung der sich nach außen und innen entwickelnden Beulfalten und damit zur Optimierung der Arbeitslinie. Die maximal erreichbare Nachgiebigkeit ist durch die Länge der Stahlrohre definiert. Die Teilelemente des Stauchsystems können in Anzahl und Abmessung an das Tragvermögen der Tunnelauskleidung und die erwarteten Hohlraumverschiebungen angepasst werden. Das Last-Verformungsverhalten ist somit durch die Anzahl der verwendeten Stauchrohre pro Element, als auch durch abgestufte Längen einzelner Stauchrohre innerhalb der Gruppe bzw. durch Variation der Rohrabmessungen hinsichtlich Durchmesser und Rohrdicke steuerbar. (Moritz, 1999; Moritz, 2011)

In Abbildung 34b ist die Last-Verformungslinie eines LSC-Stauchelements mit vier Rohren beispielhaft dargestellt, wobei die beiden mittleren Rohre 30 mm kürzer sind, um nach einem ersten Verformungsweg eine weitere Laststufe zu erzeugen. Hinsichtlich des Gesamtverhaltens kann festgestellt werden, dass der Kraft-Verformungsverlauf durch Oszillationen gekennzeichnet ist. Konstruktionsbedingt erfolgt die Laststeigerung infolge des Beulverhaltens stufenförmig. Dabei wechseln sich steile Kraftanstiege mit ruckartigen Entlastungen ab. Sowohl bei der Laststeigerung als auch bei der Entlastung kommt es zu Verformungen.

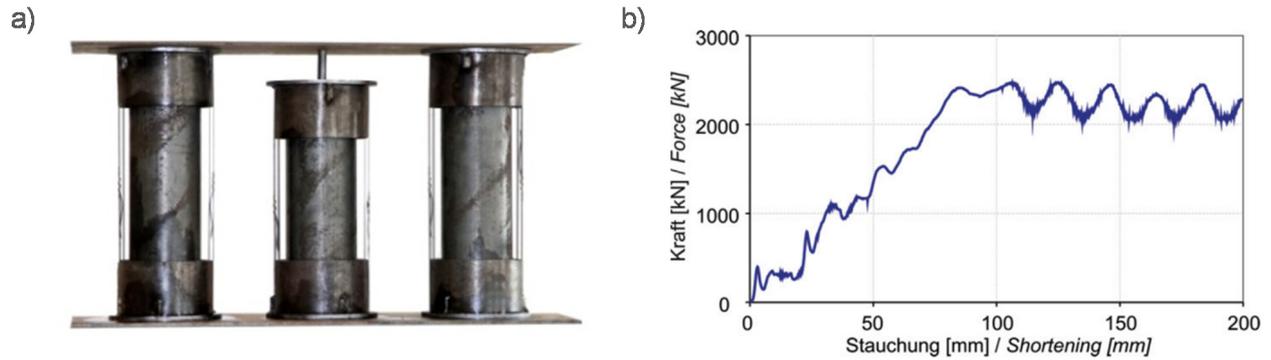


Abbildung 34: (a) Stachelement LSC mit drei Stauchrohren; (b) Beispiel für eine Last-Verformungskurve eines LSC-Elements mit vier Stauchrohren (Moritz, 1999)

Schubert & Radoncic (2014) stellen eine Weiterentwicklung des LSC-Elementes vor. Die Stahlrohre sind mit einer porösen Masse aus Sand, Zement und Liapor (Blähton-Kugeln) gefüllt (Abbildung 35a). Die Füllung des Elements soll ein Last-Verformungsverhalten mit weniger Oszillationen und einem Lastanstieg im hinteren Bereich bewirken. In Abbildung 35b sind die Arbeitslinien eines Zylinders des ursprünglichen LSC-Elements (1) und der modifizierten Version (2) abgebildet. Bei einer Verformung von etwa 100 mm ist in diesem Fall ein erheblicher Unterschied in der Performance erkennbar; während es bei dem ursprünglichen System zu einem Lastabfall kommt, steigt die Last des modifizierten Systems kontinuierlich an. (Sitzwohl, 2011)

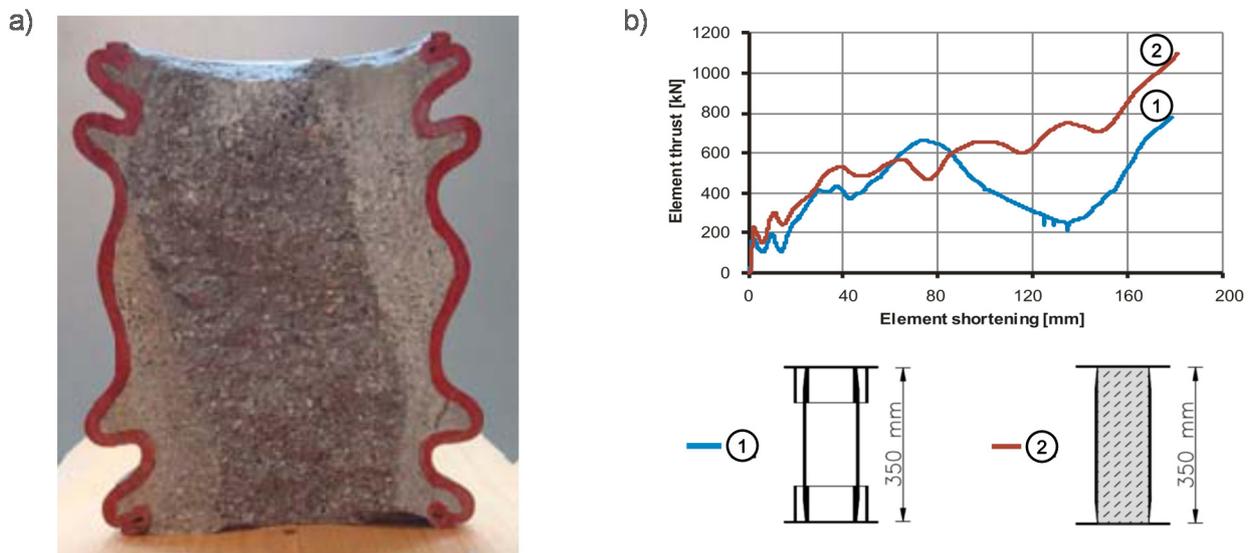


Abbildung 35: (a) Schnitt durch modifiziertes LSC-Element und (b) Vergleich der Last-Verformungs-Charakteristik des ungefüllten und gefüllten LSC-Elements nach Schubert & Radoncic (2014)

Die ursprünglichen LSC-Elemente wurden beispielsweise im Tauerntunnel (Radoncic et al., 2009) und im Strenger Tunnel (Radoncic, 2011) eingebaut.

Stachelement hiDCon

Das balkenförmige Stauchsyste hiDCon (High Deformable Concrete) der Firma Solexperts (Abbildung 37a) besteht aus einer hochfesten Betonmatrix mit porösen Zuschlägen wie beispielsweise Gips oder Glasschaumgranulat. Der nötige Zusammenhalt des Gefüges wird durch spezielle Bewehrungsebenen in Form von Platten, Ringbewehrungen und der Zugabe von Stahlfasern sichergestellt. (Stolz & Steiner, 2010; Anagnostou & Cantieni, 2007)



Abbildung 36: Stachelement hiDCon

Das Stachelement hiDcon kann projektspezifisch hergestellt werden, indem Modifikationen der Geometrie, Bewehrung und Mischungszusammensetzung vorgenommen werden. Unter Druckbelastungen können die Elemente eine mögliche Stauchung von bis zu 50 % aufnehmen (Kovári, 2009). Das plastische Verhalten geht in eine Phase der Verfestigung über. Abbildung 37 zeigt Beispiele für Spannungs-Dehnungs-Verläufe von hiDCon-Elementen aus Projekten und der Produktentwicklung. Für den grau hinterlegten Bereich können hiDCon-Elemente mit entsprechendem Spannungs-Verformungs-Verhalten produziert werden.

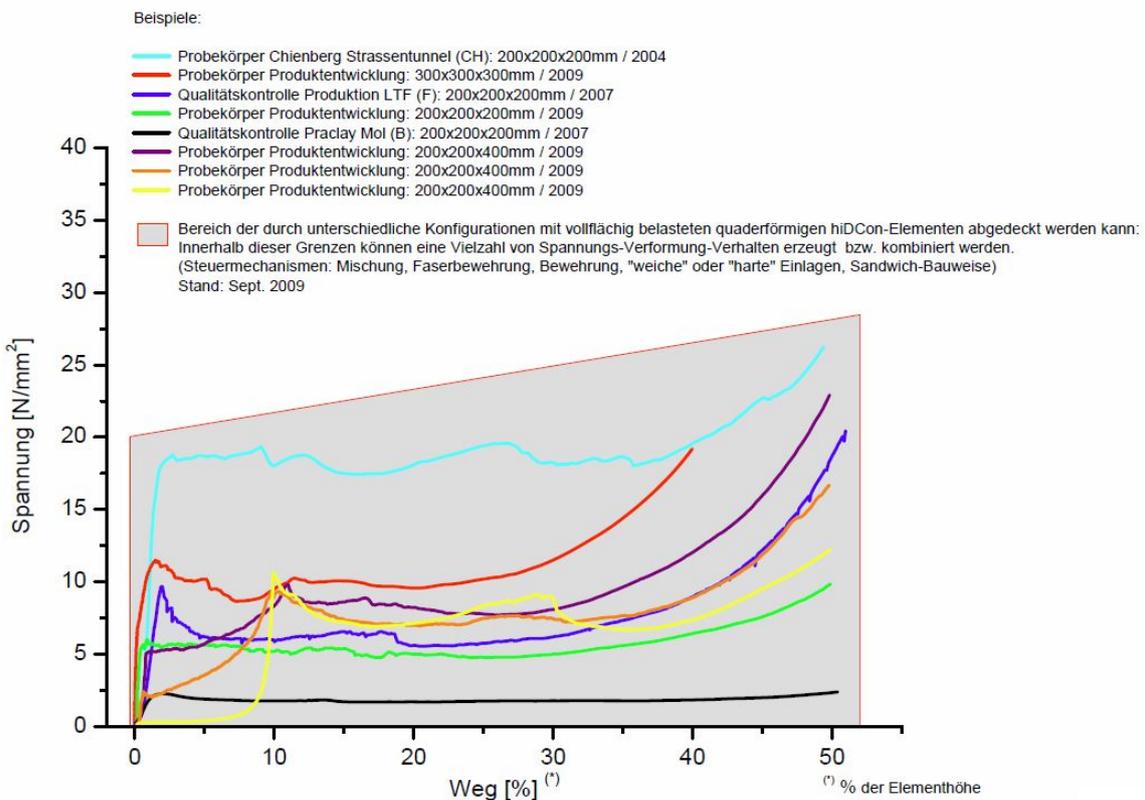


Abbildung 37: Spannungs-Dehnungs-Verhalten der hiDCon-Elemente nach Solexperts AG (2018)

Das Stauchsystem hiDCon ist bereits in folgenden Tunnelbauprojekten zum Einsatz gekommen: Lötschberg Basistunnel (Schweiz) (Solexperts AG, 2017), Zugangsstollen St. Martin La Porte (Lyon-Turin-Basistunnel) (Barla et al., 2008), Gotthard-Basistunnel (Piora-Mulde) (Classen, 2011).

Stachelement Wabe

Das Stachelement Wabe der Bochumer Eisenhütte Heintzmann (Abbildung 38a) besteht aus kreisförmigen Stahlhohlprofilen, welche über Zwischenbleche lagenweise miteinander verbunden sind. Die Hohlräume in der wabenförmigen Struktur zwischen den Verbindungsplatten bieten Platz für Verformungen, sodass sich die Nachgiebigkeit des Stachelements vereinfachend über die Summe der Innendurchmesser der Stahlrundprofile ergibt. Dimension, Material und Widerstand) bzw. Nachgiebigkeitsweg sind variabel. (Podjadtko, 2009)

Des Weiteren können bei Bedarf auch nachträglich noch weitere Rohrprofile in die Hohlräume des Stachelements eingeschoben werden, um die Tragfähigkeit – auch nach teilweise erfolgter Verformung – nochmals zu erhöhen. Beispielhaft ist dies in Abbildung 38b dargestellt. Treffen die äußeren auf die inneren Rohre, erhöht sich erneut der Widerstand und ein neues Lastniveau stellt sich ein. Somit lassen sich durch den Einschub der Rohre mit unterschiedlichen Rohrdurchmessern und Rohrwandstärken verschiedene Lastniveaus einstellen.

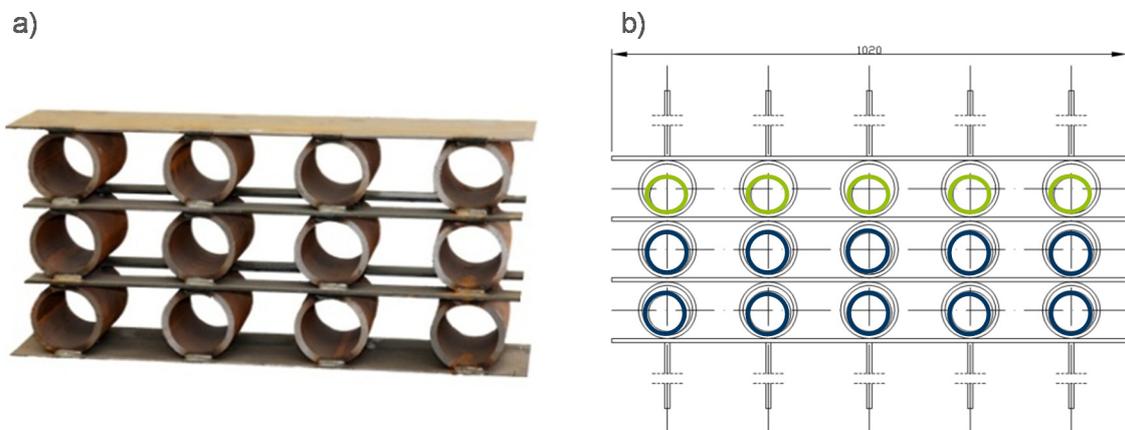


Abbildung 38: (a) Stachelement Wabe; (b) mit eingeschobenen Rohren und Befestigungselementen (Bochumer Eisenhütte Heintzmann)

Abbildung 39 zeigt vom Hersteller vorgestellte mögliche qualitative Arbeitslinien der Wabe-Elemente. Das grundlegende Verhalten des Elements ist durch drei Bereiche (A) bis (C) gekennzeichnet. Zu Beginn ist ein steiler Anstieg auf das jeweils geforderte Auslegungsniveau zu erkennen (A). Der weitere Lastaufnahmeverlauf (B) kann je nach Rohrkomination entweder steil ansteigend (I) oder flach anlaufend (II) festgelegt werden. Im Weiteren steigt der Kurvenverlauf bis zur maximalen Lastaufnahme exponentiell an (C). (Gaulhofer et al., 2008)

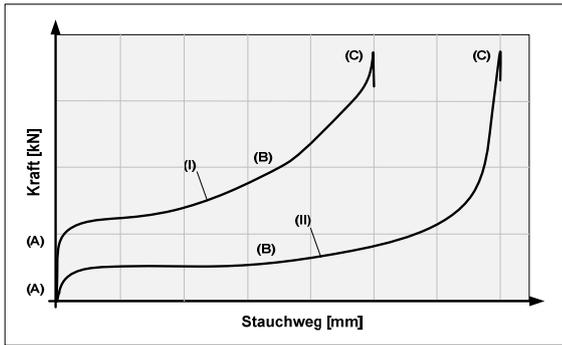


Abbildung 39: Stauchelement Wabe, Last-Verformungskurven (Gaulhofer et al., 2008)

Das Stauchelement Wabe kam beim Bau der zweiten Röhre des Tauerntunnels (Weidinger & Lauffer, 2009), sowie beim Boßlertunnel (Gebhardi, 2017) und in einem Bereich des Zugangstollen St. Martin La Porte (Lyon-Turin-Basistunnel) zum Einsatz. Außerdem sind die Wabe-Elemente in einem Teilbereich des Streckenausbaus im Schacht Auguste-Viktoria im Bergbau eingesetzt worden.

Stauchelement SZ, Schacht- und Streckenausbau

Das Stauchelement der Firma SZ Schacht- und Streckenausbau GmbH ist ein weiteres Stauchelement aus Stahl. Die Abbildung 40 zeigt ein Element vor und nach einem Druckversuch.



Abbildung 40: Stauchelement SZ vor und nach Stauchversuch (Alawieh, 2016)

Die Nachgiebigkeit der Elemente wird durch die wellenförmigen Stahlstreben realisiert. Ähnlich wie die Rohre geben die Streben bei Belastung nach und flachen ab. Dadurch, dass nicht alle Wellen in der oberen Lage an das obere Blech angeschweißt sind, kann die Anfangsverformung realisiert werden (Abbildung 41a, Markierung). Sobald diese Wellen mit dem Blech Kontakt haben, werden Drucklasten in die Streben eingeleitet, sodass es zu lokalen Plastifizierungen kommt und die Wellen sich stark verformen. Durch den versetzten zweireihigen Aufbau resultiert ein kontinuierlicher Last-Verformungsverlauf. Die entgegengesetzt gerichteten Streben sollen durch stabilisierende Effekte ein Ausknicken der anderen Strebe verhindern. In Abbildung 41b sind beispielhaft unterschiedliche Last-Verformungsverläufe dieser Stauchelemente dargestellt. Die Variabilität der Elemente lässt sich durch die Flexibilität im Aufbau der Wellen und der Bleche realisieren.

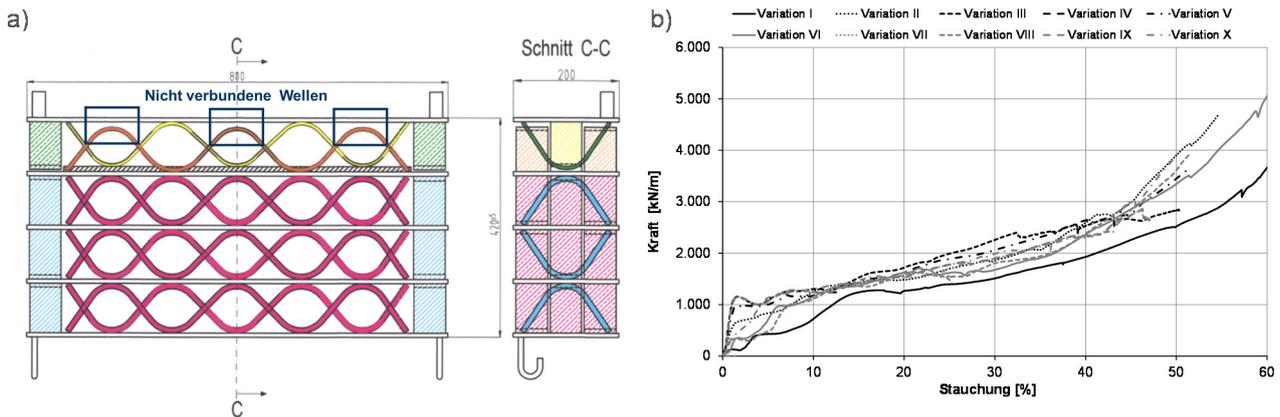


Abbildung 41: (a) Konstruktionszeichnung Stauchelement SZ (SZ Schacht- und Streckenausbau GmbH, 2016) und (b) mögliche Last-Verformungsverläufe des Stauchelements SZ, Schacht- und Streckenausbau (Alawieh, 2016)

3.3 Tragverhalten des Gesamtsystems

Aufbauend auf dem vorherigen Unterkapitel, mit der Fokussierung auf die Einzelkomponenten der nachgiebigen Spritzbetonschale, thematisiert dieses Kapitel die Interaktion der Einzelkomponenten beim Tragverhalten als Gesamtausbau, indem zwei unterschiedliche Varianten von möglichen Verformungsfiguren einer nachgiebigen Schale vorgestellt werden. Anhand einer Parameterstudie der in Kapitel 2.1 vorgestellten Gebirgseigenschaften soll im weiteren Verlauf (Kapitel 7) eine Abhängigkeit des Tragverhaltens von den Gebirgseigenschaften untersucht werden.

In der Baupraxis können unterschiedliche Formen des Last-Verformungsverhaltens des Gesamtausbaus beobachtet werden. Beim Bau des Strenger Tunnels wurden nach John & Mattle (2007) große Spannungen in den Ankern gemessen, zudem gab es ein Einschneiden der Kalottenfüße in das Gebirge. Beim Bau der zweiten Röhre des Tauerntunnels wurden solche Verhaltensweisen nicht aufgenommen (Gebhardi, 2017). Hier kam es hingegen zu relativ großen Verschiebungen in Radial- und Tangentialrichtung, die aus einer dreiaxialen Belastung der Stauchelemente resultierten. Diese trat bedingt durch die tektonische Vorbelastung des Tunnels auf.

Abbildung 50 zeigt hypothetische Varianten für das Tragverhalten des nachgiebigen Gesamtsystems aus Spritzbeton, Ankern und Stauchelementen, die in der Praxis beobachtet wurden. Dieses System unterscheidet sich von dem gewöhnlichen System einer geschlossenen Spritzbetonschale in drei kinematischen Besonderheiten: in der Interaktionsfläche Stauchelemente-Spritzbeton-Gebirge (grau), bei den Ankern nahe der Stauchelemente (blau) sowie an den Kalottenfüßen (grün). Links (Fall A) ist das Tragverhalten nach Radoncic & Schubert (2011) dargestellt, wie es am Strenger Tunnel beobachtet wurde.

Rechts (Fall B) wird das Systemverhalten gezeigt, welches am Tauerntunnel aufgetreten ist.

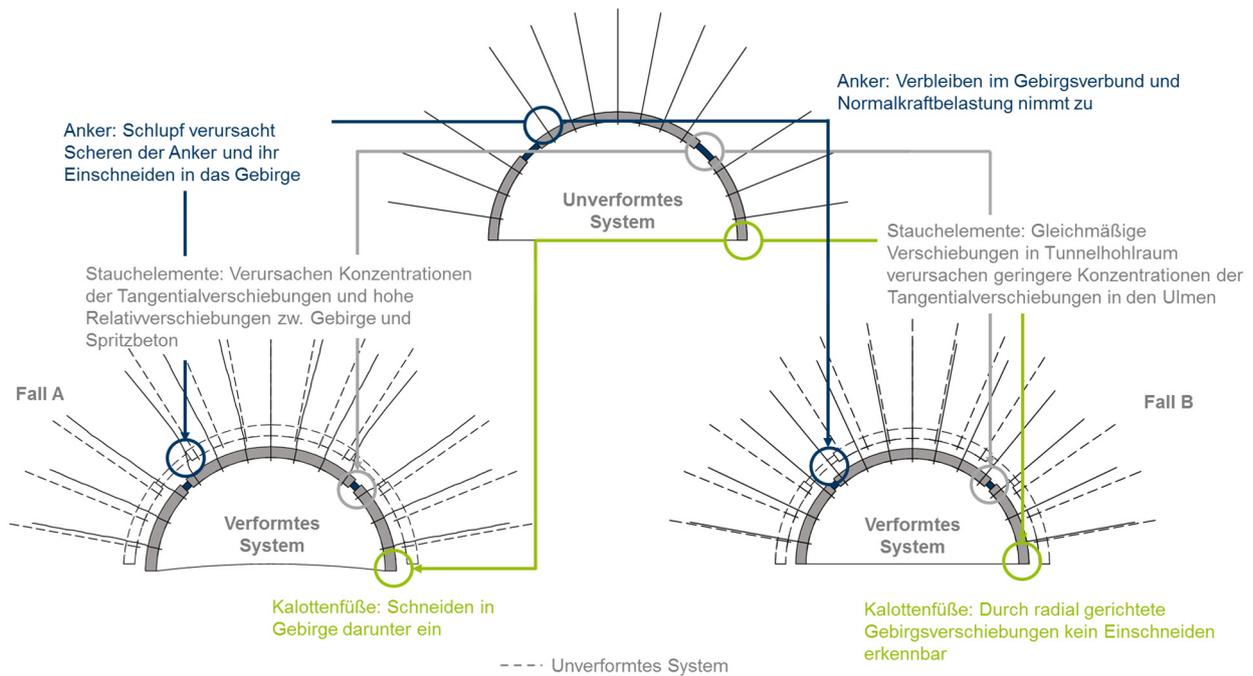


Abbildung 42: Varianten für das Tragverhalten des Gesamtsystems in Anlehnung an Radonicic & Schubert (2011)

Bei Fall A verursachen die Staulemente an der Interaktionsfläche (grau) Konzentrationen der Tangentialverschiebungen und hohe Relativverschiebungen zwischen Gebirge und Spritzbeton (Schlupf). Dies hat einen maßgeblichen Einfluss auf die Verteilung der Schnittkräfte und die generelle Mobilisierung des Ausbauwiderstandes. Die Anker (blau) werden aufgrund der auftretenden Konvergenzen einer starken Scherbeanspruchung unterzogen (Pöttler, 1997a). Die radialen Dehnungen können dazu führen, dass eine rasche Beanspruchung der Anker über die Elastizitätsgrenze hinaus eintritt (John & Mattle, 2007). Durch die großen Tangentialverschiebungen in der Schale entstehen zudem erhebliche Setzungen der Kalottenfüße (grün), was dazu führt, dass diese in das darunterliegende Gebirge einschneiden, die Schale praktisch in das Gebirge gestanzt wird (Radonicic & Schubert, 2011).

Bei Fall B treten die Verschiebungen gleichmäßig über den Ausbruchsrund auf. Das Gebirge inklusive des Ausbaus verformt sich in den Hohlraum hinein, wobei die Staulemente eine radiale Verkürzung der Schale ermöglichen. Die Entlastung der Schale durch die Staulemente ist bei diesem Systemverhalten geringer. Zudem ist die generelle Belastung des Ausbaus größer. Auch hier kommt es zu Konzentrationen der Tangentialverschiebungen an den Staulementen (grau), jedoch fallen diese durch die gleichmäßige Gebirgsverformung geringer aus. Die Normalkraftbelastung der Anker (blau) ist in diesem Fall höher und kann

zu einer vollumfänglichen Traglastausnutzung führen. Durch die radial gerichtete Gebirgsverschiebung konnte kein Einschneiden der Kalottenfüße (grün) in die offene Sohle festgestellt werden (Gebhardi, 2017).

Die beobachteten Verformungsfiguren scheinen aus unterschiedlichen Belastungssituationen zu resultieren. Im Fall A treten hohe Tangentialverschiebungen auf, im Fall B sind die Verschiebungen radial gerichtet. Die Ausprägung der Verformungsfigur könnte dementsprechend abhängig von den herrschenden Spannungszuständen im Gebirge sein, Fall A würde bei kleinen Seitendruckbeiwerten und Fall B bei gleichmäßiger Belastung um den Hohlraum auftreten. Welcher Fall unter welchen Randbedingungen eintritt, wird daher in der vorliegenden Arbeit untersucht.

Bei großen vorhergesagten Gebirgsspannungen und –deformationen ist es sinnvoll, die Spritzbetonschale in mehrere Segmente zu unterteilen und somit die Konvergenzen durch den Stauchweg mehrerer Stauchelemente aufzunehmen. Mit dieser Anordnung werden die Spannungen in den kürzeren Segmenten begrenzt (Macht, 2002). Zudem würde sich durch eine reine Erhöhung des Ausbauwiderstandes der Stauchelemente, der Effekt des Einschneidens der Kalottenfüße verstärken. Somit wäre eine Ausbildung von Widerlagern für die Kalottenfüße notwendig (Radoncic & Schubert, 2011).

3.4 Forschungsschwerpunkte zum Systemverhalten

Zu den Elementen der nachgiebigen Spritzbetonschale sowie zum Tragverhalten des Gesamtsystems ergeben sich Fragestellungen bzw. Forschungsschwerpunkte, welche in Abbildung 43 dargestellt sind und im Folgenden beschrieben werden. Die vorliegende Arbeit konzentriert sich hierbei primär auf die Ausbauelemente Spritzbeton und Stauchelemente.



Abbildung 43: Forschungsschwerpunkte bei nachgiebigem Ausbau mit Stauchelementen

Ergänzend zu Abbildung 43 werden die Arbeitsschritte zu den resultierenden Forschungsschwerpunkten nachfolgend kurz erläutert. Zusätzlich wird ein Verweis zu dem Kapitel gegeben, in dem die jeweiligen Forschungsschwerpunkte behandelt werden.

Verhalten des kinematischen Gesamtsystems

Die zwei zuvor beschriebenen Möglichkeiten des kinematischen Gesamtsystemverhaltens müssen vor dem Hintergrund analysiert werden, bei welchen Einflussgrößen sich das Tragverhalten in welcher Weise ändert. Durch eine Parameterstudie und Variation der gebirgsmechanischen Einflussgrößen sowie der Kenngrößen des Ausbaus wird diese Fragestellung in Kapitel 7.4 untersucht.

Spritzbeton – Erstellung eines rechnerischen Prognosemodells für Spritzbetonfestigkeiten

Die Designparameter der Stauchelemente werden einerseits durch die Gebirgscharakteristik bestimmt und andererseits durch die Festigkeitsentwicklung des Spritzbetons. In dieser Arbeit wird ein empirisches Prognosemodell für die Spritzbetonfestigkeiten entwickelt, mit welchem ein Beitrag zu einer Dimensionierung der Stauchelemente in der Ausschreibungsphase geleistet werden soll. Dieses Prognosemodell wird in Kapitel 5.2 vorgestellt.

Spritzbeton und Stauchelemente – Verhalten an der Interaktionsfläche Gebirge-Spritzbeton-Stauchelemente

Stauchelemente ermöglichen eine Verkürzung der Schale in Umfangsrichtung. Spritzbeton und Gebirge stellen dabei ein Verbundsystem dar, unterbrochen von den nachgiebigen Stauchelementen. Eine Frage, die sich daraus ergibt ist, wie sich die tangentielle Verkürzung der Schale in diesen bestimmten Stellen auf das Verbundverhalten von Spritzbeton und Gebirge an der Interaktionsfläche auswirkt. Kommt es zu Schlupf bzw. Reibung an der Kontaktfläche?

Diese Fragestellung wird in Kapitel 8.5 verfolgt, indem die Interaktionsflächen zwischen Gebirge und Spritzbeton mit Interfaceelementen abgebildet werden.

Stauchelemente – Einheitlicher Vergleich der Systeme

Zur Charakterisierung der systemspezifischen Eigenschaften der Stauchelemente bedarf es einer einheitlichen Prüfung unter gleichen Randbedingungen, um die Systeme vor dem Hintergrund einer praxistauglichen Anwendung im konventionellen Tunnelbau interpretieren und bewerten zu können (Kapitel 5.4). So soll auf experimenteller Basis ein Beitrag zu einem objektiven Entscheidungskriterium zur Anwendung der Stauchelemente im Tunnelbau geleistet werden. (Wiese 2011; Opolony et al., 2011)

Weiterhin werden mit Verfahren im ebenen Dehnungszustand (Kapitel 7) sowie in einer dreidimensionalen numerischen Berechnung (Kapitel 8) untersucht, in wie weit die unterschiedlichen Systeme das Gesamttragverhalten beeinflussen. Dabei werden sowohl die Mobilisierung des Spritzbetons als auch die Deformationen des Gebirges berücksichtigt.

Stachelemente – Vergleich der Lagerungsbedingungen

In der Praxis können durchaus Einbausituationen der Stachelemente vorliegen, die keine zentrische Lasteinleitung gewährleisten (vgl. Abbildung 32b). Um das Last-Verformungsverhalten der Stachelemente auch dahingehend beurteilen zu können, bedarf es Versuche, die eine exzentrische Lasteinleitung berücksichtigen. (Opolony et al., 2011)

Daher werden die Stauchsysteeme nicht nur hinsichtlich der Systemeigenschaften untersucht, sondern zudem unterschiedlichen Belastungsfiguren ausgesetzt. Die experimentellen Untersuchungen werden in Kapitel 5.4 näher ausgeführt.

4 Modelle zur Berechnung des Systemverhaltens in druckhaftem Gebirge

4.1 Berechnungsmethoden im konventionellen Tunnelbau

Die Analyse des Systemverhaltens und insbesondere die Verschiebungsprognose des Gebirges ist die Grundlage für den Entwurf des Tunnelausbaus. Eine realitätsnahe Einschätzung des Gebirgsverhaltens in Zusammenspiel mit dem geplanten Ausbau ist daher die Voraussetzung für eine technisch sinnvolle und wirtschaftliche Dimensionierung des benötigten Überprofils und der erforderlichen Sicherungsmittel. Für diese Dimensionierung existieren in den Normen und der Fachliteratur analytische und numerische Methoden. (Wittke et al., 2012)

Die analytischen Methoden ermöglichen eine erste Prognose des Systemverhaltens über den Querschnitt des Tunnels. Die numerischen Verfahren gestatten eine genauere Analyse des Spannungs-Dehnungsverhaltens des Gebirges während und unmittelbar nach dem Vortrieb. Bei einer hohen Komplexität der Methode und des Modells sind Zusammenhänge jedoch nicht immer direkt erkennbar und teilweise schwer nachvollziehbar. Zudem bedeuten aufwendige Modelle einen größeren Zeit- und Rechenaufwand. Daher ist es durchaus sinnvoll, in einem ersten Schritt Berechnungen im ebenen Dehnungszustand durchzuführen, die weniger Rechenkapazität beanspruchen. Für kritische Querschnitte im Tunnel, bei denen bspw. stark druckhaftes Gebirgsverhalten prognostiziert wird oder die Querschnittsgeometrie vom ursprünglichen Tunnelprofil abweicht, werden dreidimensionale Modelle untersucht. (Brandtner & Lenz, 2017)

Für den Gebirgstunnelbau ist der Normalfall, dass für das Gebirge keine detaillierte Beschreibung der Gesteins- und Gebirgsdaten im Vorfeld vorliegt. Daher fehlt eine genaue bzw. umfassende Kenntnis der Eingangsparameter. Genaue mathematische Berechnungsmodelle, die plastisches oder zeitabhängiges Materialverhalten berücksichtigen, benötigen jedoch entsprechende Eingangsparameter. Eine genaue Kenntnis über den Aufbau des Gebirges, wie Schichtaufbau und Trennflächenverlauf, liegt erst nach Kartierung der Ortsbrust vor. Dementsprechend ist eine Anpassung höherwertiger Modelle während des Tunnelvortriebs ebenso sinnvoll wie eine erste Prognose der Verschiebungsentwicklung mit analytischen Methoden. Generell stellt das erwartete und prognostizierte Systemverhalten die Ausgangsbasis der Beobachtungsmethode nach EC 7 dar, mit welcher im zyklischen Vortrieb der einzubringende Ausbau bestimmt wird. (Kovári et al., 1999; Brandtner & Lenz, 2017; Anagnostou & Ehrbar, 2013)

4.1.1 Analytische Methoden

In diesem Kapitel werden analytische Berechnungsmethoden für das Systemverhalten in druckhaftem Gebirge vorgestellt; neben zwei neueren Verfahren wird zunächst das häufig angewendete Kennlinienverfahren präsentiert. So empfiehlt der französische Verband für Tunnel und unterirdische Räume (Association Française des Tunnels et de l'Espace Souterrain, AFTES) das Kennlinienverfahren zur Analyse der Interaktion zwischen Gebirge und Ausbau bei der Vordimensionierung (Panet, 2001).

Kennlinienverfahren

Zur Berechnung der Wechselwirkung zwischen Gebirge und Ausbau, stellt das Kennlinienverfahren (KLV) nach Fenner (1938) und Pacher (1964) ein einfaches analytisches Bemessungsverfahren im Untertagebau dar, welches beispielsweise von Egger (1973), Brown et al. (1983), Kitagawa et al. (1991), Carranza-Torres & Fairhurst (2000), Oreste (2003) und Oreste (2009) stetig ergänzt und weiterentwickelt wurde.

Die Kennlinien teilen sich, wie es aus Abbildung 44 hervorgeht, in die Gebirgskennlinie (GKL), die Ausbaukennlinie (AKL) und die radiale Hohlraumrandverschiebung in Tunnellängsrichtung (LDP – Longitudinal Deformation Profile) auf. In Kombination geben sie analytisch sowie grafisch Auskunft über die Beziehung zwischen Gewölbebelastung und Verformung des Ausbaus für rotationssymmetrische Verhältnisse. Der Schnittpunkt der Gebirgskennlinie (blau) und der Ausbaukennlinie (grau) kennzeichnet den Gleichgewichtszustand zwischen den druckhaften Kräften des Gebirges und den Widerstandskräften des Ausbaus. Die Verläufe der Kurven ermöglichen in erster Näherung eine grobe Abschätzung über den notwendigen Einsatz der Sicherungsmittel (Gesta et al., 2001). Die Ermittlung von Einbauzeitpunkt und -ort erfolgt mittels einer Erweiterung von einem zweidimensionalen in ein dreidimensionales System und wird durch das Modell der radialen Hohlraumrandverschiebungen in Tunnellängsrichtung (grün) realisiert. (Schneider, 2002; Kainrath-Reumayer et al., 2009)

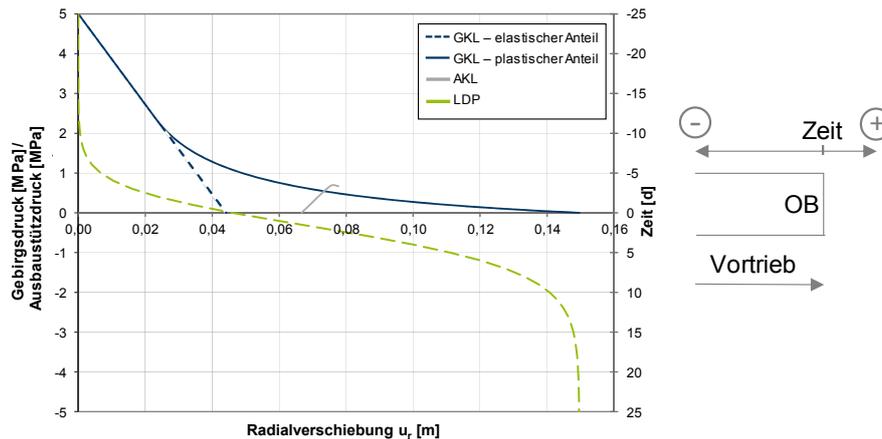


Abbildung 44: Qualitatives Beispiel für die grafische Darstellung der GKL, der AKL und der LDP nach Kainrath-Reumayer et al. (2009) und Feder & Arwanitakis (1976)

Für die Anwendung des KLV werden die folgenden Annahmen getroffen:

- eine zweidimensionale Scheibe mit unendlicher Ausdehnung
- ein kreisförmiger Hohlraum
- ein homogenes Gebirge
- ein Seitendruckfaktor $K_0 = 1,0$

Im Folgenden werden die vorgestellten Kennlinien im Detail erläutert.

Gebirgskennlinie (GKL)

Die Gebirgskennlinie beschreibt den Zusammenhang zwischen der Radialverschiebung in Richtung des Hohlraums und dem dadurch bedingten Spannungsabbau des Gebirges. Fener (1938), Pacher (1964), Lombardi (1971) und Egger (1973) bilden die Gebirgskennlinie aus der Verformungslinie des Lochrandes der elastischen Scheibe und der Wirkung eines fiktiven, auf die Hohlraumlaibung wirkenden, Stützdrucks ab. Herrschen im primären Spannungszustand konstante Belastungen, so verhält sich das Gebirge bei schrittweiser Reduktion dieses fiktiven inneren Stützdrucks bis zum kritischen Ausbaustützdruck elastisch. Sofern dann keine Entfestigung des Gebirges einsetzt, tritt bei Überschreitung dieses kritischen Punktes das plastische Verhalten des Gebirges ein. Die Abbildung 45 beschreibt schematisch die Ausbildung einer plastischen Zone mit dem plastischen Radius r_e um den Ausbruchsrand sowie die Änderung der radialen σ_r und tangentialen σ_e Spannungsverteilung. (Seeber et al., 1980; Kainrath-Reumayer et al., 2009)

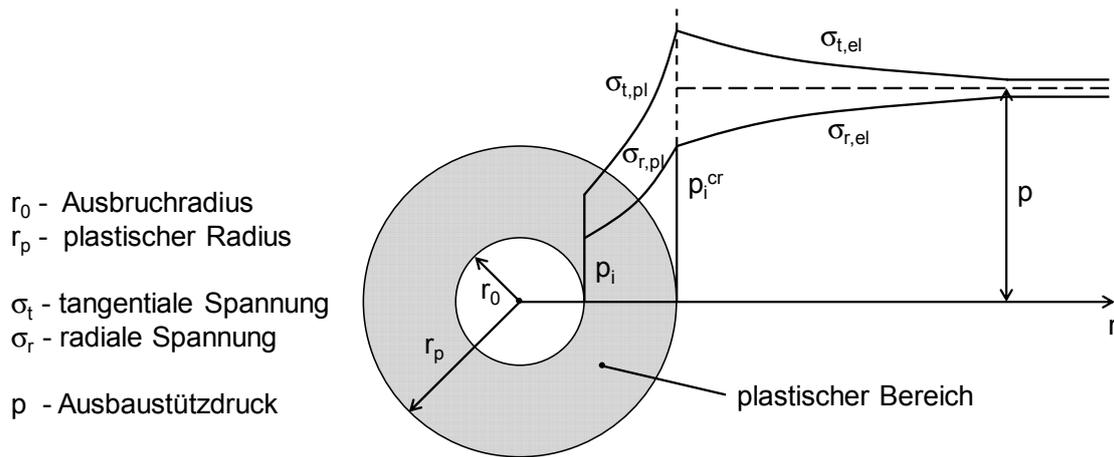


Abbildung 45: Schematische Darstellung der Spannungsverteilung im plastischen und elastischen Bereich nach Kastner (1971: 42)

Es existieren unterschiedliche Ansätze zur Bestimmung der GKL; häufig angewendet sind die folgenden Vorgehen:

- GKL ohne Entfestigung: Sulem & Panet (1987) und Carranza-Torres & Fairhurst (1999)
- GKL mit Entfestigung: Feder und Arwanitakis (1976), Brown et al. (1983) und Carranza-Torres (2004)
- GKL mit zeitabhängiger Verformung: Ladanyi (1974), Sulem & Panet (1987) und Boidy (2002)

Ausbaukennlinie (AKL)

Die Ausbaukennlinie beschreibt den Zusammenhang zwischen dem Ausbaustützdruk p_i und der Radialverschiebung u_r über die Steifigkeit K_{SN} und die maximal aufnehmbare Spannung $p_{i,ult}$ sowie die Dehnung $u_{r,max}$ (Abbildung 46). In jedem Berechnungsschritt wird der Ausbaustützdruk p_i mit der aus den Materialeigenschaften bestimmten maximal aufnehmbaren Spannung verglichen, die sich über die Tragfähigkeit des Ausbaus bestimmen lässt. Die Gesamtverschiebung $u_{r,ult,pl}$ setzt sich aus der Vorverschiebung vor dem Einbau der Sicherung ($u_{r,0}$) und den elastischen ($u_{r,el}$) sowie den plastischen Deformationen ($u_{r,pl}$) des Ausbaus zusammen. (Gesta et al., 2001; Gschwandtner & Galler, 2012)

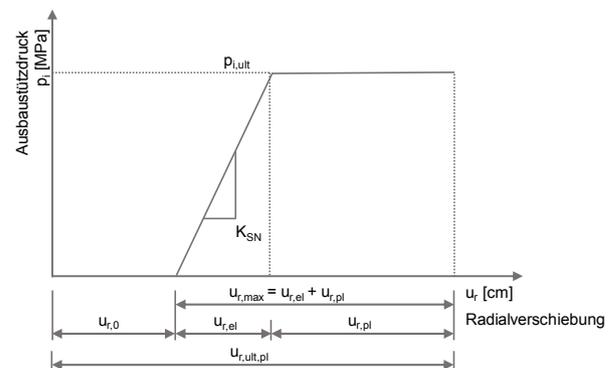


Abbildung 46: Schematische Skizze der Ausbaukennlinie nach Gschwandtner & Galler (2012)

Die Berücksichtigung von Materialeigenschaften der Ausbauelemente ist in Kapitel 4.3 beschrieben.

Radialverschiebungen in Tunnellängsrichtung (LDP)

Die Radialverschiebung in Tunnellängsrichtung beschreibt den Zusammenhang zwischen den örtlichen und zeitlichen Radialverschiebungen entlang des ausgebrochenen Hohlraumrandes (Abbildung 47). Das LDP stellt somit eine Erweiterung des Tunnels von einem zweidimensionalen auf ein dreidimensionales System dar und ermöglicht eine Berücksichtigung von zeitlichen Einflüssen im KLV. Die Berücksichtigung des Faktors Zeit kann dabei stark den Verlauf der Ausbau- sowie der Gebirgskennlinie beeinflussen. Unterschiedliche Ansätze des LDP sind in Panet & Guenet (1982), Sulem & Panet (1987), Corbetta et al. (1991), Unlu & Gercek (2003), Hoek (2007), Vlachopoulos & Diederichs (2009) und Pilgerstorfer & Radoncic (2009) zu finden.

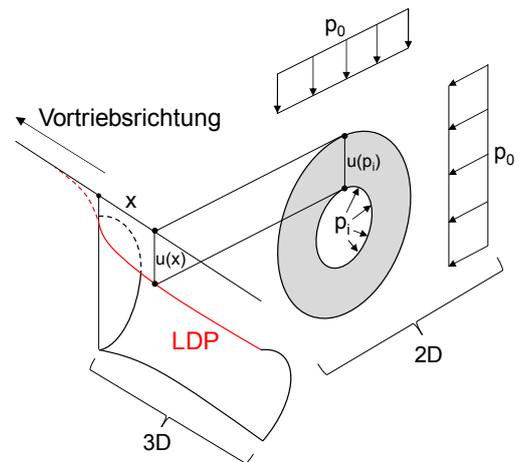


Abbildung 47: Systematische Darstellung des LDP und Übergang auf 3D-Modell nach Pilgerstorfer & Radoncic (2009)

Weitere Verfahren

Cantieni & Anagnostou (2008) zeigen dimensionslose Nomogramme, die eine Dimensionierung des nachgiebigen Ausbaus erlauben. Die Diagramme beruhen auf den Ergebnissen einer Vielzahl von räumlichen Berechnungen der Interaktion von Gebirge und Ausbau, welche die Spannungsgeschichte des Baugrunds berücksichtigen. Nach Anagnostou & Cantieni (2007) führt die Annahme beim KLV einer monoton abfallenden Radialspannung – gerade im stark druckhaften Bereich – zu einer ernsthaften Unterschätzung des Gebirgsdrucks sowie der Konvergenzen. Die Anwendung der Nomogramme ist einfach; Cantieni (2011) stellt eine genaue Beschreibung anhand von zwei Anwendungsbeispielen dar.

Radoncic & Schubert (2011) präsentieren ein Berechnungsverfahren für einen Kalottenvortrieb. Bei diesem Verfahren wird besonderes Augenmerk auf die Vorhersage des Systemverhaltens aus der Wechselbeziehung von Ausbau und Gebirge gelegt. Anhand von Verschiebungsentwicklungen am Ausbruchsrund, die aus einer numerischen Berechnung resultieren, werden Korrekturbeiwerte zur Bestimmung des Verschiebungsfeldes ermittelt. Die Vorentlastung des Gebirges wird über empirische Beziehungen anhand des Primärspannungszustandes und den Gebirgseigenschaften nach Hoek (2007) berücksichtigt und mit Korrekturbeiwerten den numerischen Ergebnissen angenähert. Ähnlich erfolgt dies bei der Bestimmung der Verschiebungsentwicklung nach Panet & Guenet (1982). Abschließend führen die Autoren eine neue Gleichgewichtsbedingung ein, die nicht auf dem Konzept eines gleichbleibenden Ausbaudrucks basiert, sondern die Bilanzen der äußeren Arbeiten des Gebirges

und Ausbaus in Abhängigkeit von der Radialverschiebung betrachtet. Radoncic (2011) beschreibt die mathematischen Hintergrundinformationen, ein Anwendungsbeispiel sowie eine Diskussion der Rechenergebnisse.

Diskussion

Das Kennlinienverfahren ist ein demonstratives und schnelles Werkzeug zur groben Beurteilung des Gebirgs- und Systemverhaltens, das als erste Annäherung der grundlegenden Anforderungen an die Sicherungsmaßnahmen des Ausbaus genutzt werden kann. Der Anwendungsbereich dieses Berechnungsverfahrens ist aufgrund der Annahmen, die für die analytischen Modelle getroffen werden müssen, begrenzt. Einflüsse, wie bspw. Porenwasser oder Kriechen des druckhaften Gebirges bleiben unberücksichtigt. Jedoch liegen im Bergstunnelbau häufig keine Angaben zu diesen Einflüssen vor, bzw. können diese nicht mit der für die Zwecke der Praxis ausreichenden Verlässlichkeit und Genauigkeit erfasst werden. Der Nachteil der fehlenden Detailtiefe des KLV kann sich somit durch eine ungenügende Datengrundlage aufheben. (Kovári et al., 1999; Gschwandtner & Galler, 2012; Brandtner & Lenz, 2017)

Die Nomogramme nach Cantieni (2011) sind aufgrund der Kritik, dass Berechnungsmodelle im ebenen Dehnungszustand die wirkliche Spannungsgeschichte am Ausbruchsrand nicht reproduzieren können, entwickelt worden und basieren daher auf dreidimensionalen numerischen Parameterstudien. Jedoch berücksichtigen diese Modelle eher das passive Ausbaukonzept mit TH-Profilen und Spritzbetonschale, in welches zusätzlich Stauchelemente integriert werden können. Dabei wird die Zeitabhängigkeit des Ausbaus komplett vernachlässigt. Zudem beruhen die Berechnungsbeispiele auf einem nachgiebigen Vollausbuch und somit auf einem Kreisquerschnitt.

Die Annahme eines kreisrunden Querschnitts wird von Radoncic (2011) als Hauptkritikpunkt am KLV aufgeführt, welcher in gleicher Weise für die Designnomogramme gilt. Denn das passive Ausbaukonzept der geschlitzten Spritzbetonschale mit Stauchelementen wird meist im sequentiellen Vortrieb ausgeführt. Die Querschnittsform der Kalotte entspricht eher einem Halbkreis; dementsprechend ändert sich die Spannungsverteilung um den Ausbruchsrand.

Das Verfahren nach Radoncic (2011) wird für ein Referenzprojekt vorgestellt. Die Übertragung auf andere Tunnelprojekte scheint mit hohem Aufwand möglich zu sein, dazu liegen jedoch bisher keine weiteren Untersuchungen vor. Analytische Verfahren sollten jedoch einfach anwendbar sein, sodass der Vorteil des geringen Rechenaufwands gegenüber numerischen Analysen weiterhin überwiegt.

Das KLV ist ein stark vereinfachtes Verfahren, welches in der Planungsphase zur ersten Beurteilung des zu erwartenden Gebirgs- und Systemverhaltens sowie zur Absicherung der

numerischen Ergebnisse genutzt werden kann. Da das Verfahren aktuell zu den allgemein angewandten Regeln der Technik gehört, werden in Kapitel 6 die Versuchsergebnisse zum Spritzbeton und zu den Stauchelementen in das KLV implementiert.

4.1.2 Numerische Methoden

Mit numerische Methoden werden Spannungs- und Verformungsanalysen durchgeführt, die eine zuverlässige Prognose des Bauwerkverhaltens unter der Voraussetzung einer korrekten Implementierung der realen Randbedingungen ermöglichen. Die Nachteile der analytischen Verfahren, wie etwa den Gebirgsspannungszustand, das Gefüge, das zeitabhängige Gebirgsverhalten und die Wechselwirkung zwischen Gebirge und Auskleidung nicht realitätsnah zu beschreiben, können mithilfe numerischer Berechnungsmodelle behoben werden. Der Einsatz detaillierter numerischer Verfahren setzt jedoch eine genaue Kenntnis des Gebirgsverhaltens und der Interaktion der Ausbaumaterialien miteinander und mit dem Gebirge voraus.

Die Analyse kann dabei sowohl über die Methode der finiten Differenzen (FDM) als auch über die Methode der finiten Elemente (FEM) erfolgen. Bei der FDM findet die Gleichgewichtskontrolle entlang der Maschengrenzen und in den Netzknoten statt. Im Gegensatz dazu wird bei der FEM die Netzwerkmasche als Kontinuum betrachtet und die Wechselwirkung mit den Nachbarelementen erfolgt senkrecht über die Maschenberandung unter Auswertung von Energie-, Impuls- und Massenaustausch. (Zienkiewicz et al., 2014: 589-595; Gräber, 2010)

Das Gebirge wird bei der FEM dementsprechend als Kontinuum betrachtet und in einzelne Elemente endlicher Größe unterteilt. Der Grundgedanke besteht darin, dass die Verformungen dieses Kontinuums nicht durch einen einzelnen Ansatz, sondern mithilfe vieler kleiner Elemente beschrieben werden, die über Knoten an den Elementrändern miteinander verbunden sind. Diese Methode ermöglicht eine geeignete Nachbildung der Interaktion zwischen Baugrund und Tragwerk. (Wehnert, 2006; Witt, 2008)

Modellbildung

Das Gebirge wird in der Spritzbetonbauweise hauptsächlich als Tragelement betrachtet, welches durch den Ausbau unterstützt wird. Zudem tritt das Bauwerksversagen bei druckhaftem Gebirge in der Regel langsam, durch vorher angekündigte Verformungen ein. Dementsprechend ist die Verbundwirkung zwischen Gebirge und Tunnelausbau ein zentrales Element in der Modellbildung und die Wechselwirkungen in benachbarten Elementen bei der numerischen Modellierung entscheidend.

Die Spannungs-Dehnungsverhältnisse im Gebirge müssen durch die Wahl von geeigneten Stoffgesetzen ausreichend genau approximiert werden. Häufig verwendete isotrope Stoffgesetze für Gebirge sind die Ansätze nach Mohr-Coulomb (Labuz & Zang, 2012) und Hoek-Brown (Eberhardt, 2012). Anisotropes plastisches Verhalten kann mit dem Jointed Rock-Stoffgesetz (DIANA, 2014) beschrieben werden. Gioda & Cividini (1996) sowie Barla (2011) präsentieren das Spannungs-Dehnungsverhalten im druckhaften Gebirge als elastisch-viskoplastisches Verhalten, welches sich aus einem elastischen Teil und einem plastischen Fließverhalten zusammensetzt.

Die Modellierung kann sowohl im ebenen Dehnungszustand als auch mit dreidimensionalen Modellen erfolgen. Bei der Modellierung im ebenen Dehnungszustand wird der Bauablauf vor, während und nach dem Einbringen der Sicherung auf Querschnittsebene senkrecht zur Vortriebsrichtung betrachtet. Beim Vortrieb kommt das Gebirge in Quer- und in Längsrichtung zum Tragen. Die in der betrachteten Ebene wirkende Quertragwirkung des Gebirges stellt sich bei der Berechnung ein. Die Längstragwirkung, bei der sich das Gewölbe in Längsrichtung auf die Tunnelschale und das Gebirge vor der Ortsbrust abstützt, wird durch Teillast-Faktoren (β -Faktoren) berücksichtigt. Eine annähernde Übertragung des dreidimensionalen in den zweidimensionalen Spannungszustand wird möglich, indem in der ersten Rechenphase der Vortrieb durch Deaktivierung der Elemente innerhalb des Tunnelquerschnitts modelliert und die Primärspannungen reduziert ($0 < \beta < 1$) werden. (DIANA, 2014)

Bei axialsymmetrischen oder dreidimensionalen numerischen Modellen können die Bauabläufe direkt in Tunnellängsrichtung modelliert und die Spannungs- und Verformungsentwicklungen untersucht werden. Außerdem ist eine genauere Modellierung der verschiedenen Systemkomponenten und ihrer Schnittstellen möglich. Zudem berücksichtigen die Modelle die räumliche Spannungsumverteilung in der Nähe der Ortsbrust, wodurch Fehler vermieden werden, die durch die Annahme eines ebenen Dehnungszustandes entstehen können. (Cantieni & Anagnostou, 2009c)

4.2 Berücksichtigung von Materialeigenschaften der Ausbaukomponenten

Bei einem nachgiebigen Ausbau in Spritzbetonbauweise interagieren unterschiedliche Ausbaukomponenten, wie der Spritzbeton, die Stauchelemente und die Systemanker miteinander. Um diese in den Berechnungen möglichst realitätsnah abbilden zu können, ist es wichtig, genaue Kenntnis über das Materialverhalten der Ausbaukomponenten zu haben.

In diesem Kapitel wird die Berücksichtigung der Materialeigenschaften des Spritzbetons, der Anker sowie der Stauchelemente in Berechnungsmodellen vorgestellt. Die daraus folgenden Fragestellungen werden abschließend diskutiert und die resultierenden Forschungsschwerpunkte in Kapitel 4.4 vorgestellt.

4.2.1 Zeitabhängige Materialeigenschaften von Spritzbeton

Die mechanischen Eigenschaften des Spritzbetons ändern sich kontinuierlich mit dem Hydratationsprozess. Zu Beginn ist die zeitabhängige Veränderung aufgrund der beschleunigten Reaktion sehr groß, diese nimmt aber mit der Zeit ab. Der Spritzbeton ist sowohl während des Erhärtungsprozesses als auch nach der Aushärtung einer kontinuierlichen Druckbelastung ausgesetzt, daher verhält er sich wie ein nichtlineares elastoplastisches Material und sollte in Berechnungen so implementiert werden. (Thomas, 2009: 109-159)

Die zeitabhängige Zunahme von Steifigkeit und Festigkeit im Beton kann mit einem linear-elastischen Material durch eine schrittweise Vergrößerung der Steifigkeit (hypothetischer E-Modul) und der Festigkeit abgebildet werden. Dabei wird jedoch die Duktilität vernachlässigt, was in der Regel zu größeren Schnittgrößen führt. Beispiele für höherwertige Materialmodelle, die die zeitabhängige Änderung der Materialeigenschaften berücksichtigen, werden nachfolgend vorgestellt. Eine ausführliche Übersicht über aktuelle Materialmodelle bieten Neuner et al. (2017a) und Thomas (2009: 109-159). Die Ansätze zur Beschreibung der zeitabhängigen Festigkeitsentwicklung der mathematischen Modelle werden in Anhang A.1 explizit dargestellt.

Fließratenmethode nach Aldrian (1991)

Aldrian (1991) beschreibt in der erweiterten Fließratenmethode das Verformungsverhalten des Spritzbetons unter Berücksichtigung eines vorhandenen Spannungszustandes und einem von der Zeit und vom Auslastungsgrad abhängigen Verformungsmoduls. Der Spritzbeton verformt sich dabei aufgrund folgender Einflüsse:

- Elastische Sofortdehnung: unmittelbar auftretende, umkehrbare Verformung, welche mit zunehmenden Betonalter sinkt
- Verzögerte elastische Dehnung: umkehrbare Kriechverformung, welche sich gleichartig – unabhängig von Be- oder Entlastung des Spritzbetons – entwickelt
- Fließdehnung: bleibende, spannungsabhängige Kriechverformung des Spritzbetons
- Schwind- und Temperaturverformungen

Die Fließratenmethode wurde in einer Diplomarbeit von Müller (2001) erneut durch Labor- und in situ-Versuche optimiert.

Viskoplastisches Spritzbetonmodell nach Meschke et al. (1996)

Das Modell von Meschke et al. (1996) berücksichtigt die zeitliche Entwicklung der Steifigkeit und der einaxialen Druckfestigkeit auf Basis einer Kombination der Empfehlungen der CEB-FIP (1991) und der österreichischen „Richtlinie Spritzbeton“ (2004) sowie des Vorschlags von Oluokun et al. (1991). Die Schwindverzerrungen werden auf der Grundlage des Modells

von Bazant & Panula (1978) bestimmt und ver- und entfestigendes plastisches Materialverhalten mittels einer aus den Kriterien nach Drucker-Prager und Rankine zusammengesetzten Fließfläche mit assoziierter Fließregel modelliert. Zeitabhängige Verzerrungen, die aus Kriechprozessen resultieren, werden im Rahmen der Viskoplastizitätstheorie erfasst.

Thermo-chemo-mechanisches Modell nach Lackner & Mang (2003)

Das thermo-chemo-mechanische Materialmodell für Spritzbeton nach Lackner & Mang (2003) wird anhand der Thermodynamik von chemisch reaktiven porösen Medien formuliert. Es beruht auf einer makroskopischen Beschreibung von Phänomenen auf der Mikroebene des Materials mittels Zustandsvariablen.

Nachteilig an diesem Modell ist, dass die Anzahl an benötigten Materialparametern bzw. Zustandsparametern größer ist als bei den anderen Modellen. Zudem sind die Parameter nicht die standardisierten Größen, die in der Praxis gemessen werden. Somit sind eine Validierung des Modells mit gesammelten Versuchs- und Praxisdaten sowie eine Gegenüberstellung mit den anderen Modellen vergleichsweise schwierig.

Elasto-plastisches Spritzbetonmodell nach Schädlich et al. (2014)

Schädlich et al. (2014) berücksichtigen die zeitliche Entwicklung der einaxialen Druckfestigkeit und der Steifigkeit auf Basis der CEB-FIP Empfehlung (1991). Schwindverzerrungen werden auf Grundlage der Empfehlung des ACI Committee 209 (ACI 209R-92 Model Code, 1997) bestimmt und ver- und entfestigendes plastisches Materialverhalten mittels einer aus den Kriterien nach Mohr-Coulomb und Rankine zusammengesetzten Fließfläche mit nicht-assoziierter Fließregel modelliert. Zeitabhängige Verzerrungen infolge Kriechen werden über die Viskoelastizitätstheorie berücksichtigt.

SCDP-Modell nach Neuner et al. (2017a)

Das SCDP-Modell nach Neuner et al. (2017a) basiert auf dem Schadensplastizitätsmodell nach Grassl & Jirasek (2006), um das Erhärtungs- und Entfestigungsmaterialverhalten zu beschreiben. Die Erstarrungstheorie nach Bazant & Prasannan (1989) wird genutzt, um Alterung und Kriechen zu implementieren und Schwinden wird mit dem Modell nach Bazant & Panula (1978) berücksichtigt. Um das frühzeitige Verhalten des Spritzbetons einzubeziehen, wird eine Modifikation der Verfestigungstheorie genutzt. Zeitabhängige Materialeigenschaften werden durch Stoffgesetze für Materialfestigkeit und Duktilität dargestellt.

Internationale Normen und Regelwerke

Die internationalen Normen und Regelwerke wie der Eurocode 2 EN 1992-1-1 (1992), der ACI 209R-92 Model Code (1997) und der JSCE Model Code (1999) beinhalten zur Berechnung des zeitabhängigen Materialverhaltens ausschließlich Modelle für herkömmlichen Beton. Eine gezielte Berechnung für Spritzbeton ist nicht vorgesehen. Jedoch lassen sich die

Modelle auf Spritzbetonapplikationen umrechnen bzw. anwenden. Beispielsweise findet der im Spitzbeton schnell hydratisierende Zement durch die Anpassung verschiedener Parameter Berücksichtigung.

Diskussion

Neuner et al. (2017a) vergleichen einige der vorgestellten Materialmodelle mit Versuchsdaten aus der Literatur, die für eine vollständige Validierung der Spritzbetonmodelle jedoch nicht ausreichend sind. Die Daten basieren entweder auf veralteten Rezepturen (Sezaki et al., 1989), auf Untersuchungen an Trockenspritzbetonen (Golser et al., 1991; Aldrian, 1991; Müller, 2001), die ein anderes Materialverhalten als Nassspritzbetone aufweisen oder auf einem zu geringen Betrachtungszeitraum (Huber, 1991; Fischnaller, 1992), um eine Aussage zum Materialverhalten nach 28 Tagen treffen zu können. Daher ist eine fundierte Beurteilung der mathematischen Modelle auf Grundlage der existierenden Versuchsdaten fragwürdig.

4.2.2 Anker

In analytischen Berechnungen (Kapitel 6) können Anker entweder über eine äquivalente Stützspannung als Ausbaustützdruck angesetzt werden oder es wird angenommen, dass die Ankerung eine Verbesserung der Gebirgseigenschaften (Kohäsionserhöhung) mit sich bringt. Ein Ansatz ist, dass die Ankerung zum Schubwiderstand einer Gleitfläche beitragen kann, dazu wurden von Bjurstrom (1974), Schubert (1984) und Spang (1988) teils empirische Formeln ermittelt. Zwei weitere Ansätze zur Kohäsionserhöhung sind im 2D-Mohr-Coulomb Diagramm in Abbildung 48 dargestellt. Beim links dargestellten Verfahren wird angenommen, dass sich die Druckfestigkeit des Gebirges durch die Einspannung erhöht. Dementsprechend wird die Bruchgerade auf der τ -Achse vertikal um die Kohäsionserhöhung Δc_p nach oben verschoben (Egger, 1973; Wullschläger, 1988). Der rechts gezeigte Ansatz ist konservativer; durch den aufgebrauchten Stützdruck wird die τ -Achse horizontal verschoben, was zu einer Erhöhung der Kohäsion um Δc_a führt (Kainrath-Reumayer et al., 2008).

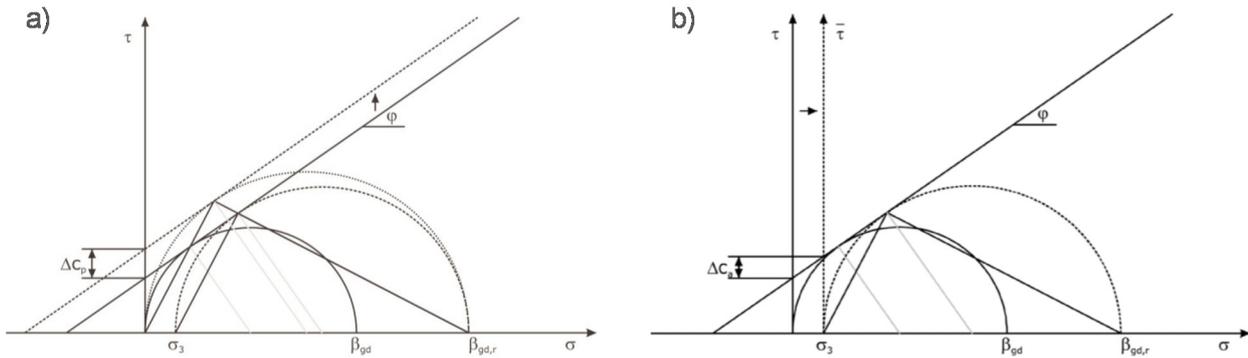


Abbildung 48: Ansätze zur Kohäsionserhöhung im 2D Mohr-Coulomb Diagramm; (a) vertikale Verschiebung der Bruchgeraden, (b) horizontale Verschiebung der τ -Achse (Kainrath-Reumayer et al., 2008)

Oreste (2008) stellt einen Berechnungsansatz mit der Finiten Differenzen Methode (FDM) vor, der zwar nicht die komplexe Interaktion zwischen Anker und Gebirge erfasst, jedoch einen vereinfachten Verlauf der Axialkräfte im Anker sowohl aus numerischen Berechnungen als auch aus Praxisdaten vorgibt.

In die numerischen Modelle werden die Anker meist diskret als nichtlineare Stabelemente eingebunden. Eine weitere Möglichkeit ist eine äquivalente Erhöhung der Kohäsion in den Gebirgsbereichen, die auch bei den analytischen Verfahren eine grobe Annäherung darstellt. Die Problematik in druckhaftem Gebirge, dass dem noch im Erhärtungszustand befindlichen Mörtel Verformungen aufgezwungen werden, die zu einem Verlust der Tragwirkung der Anker führen können, wird über diese Methoden jedoch nicht berücksichtigt. Hierzu wären eine diskrete Berücksichtigung der Ankerstäbe und eine zeitabhängige Betrachtung vom Materialverhalten des Mörtels notwendig. Generell besteht zum Systemverhalten der Anker in einem nachgiebigen Ausbau mit Stauchelementen noch Forschungsbedarf. (Schubert et al., 2017; Brandtner & Lenz, 2017)

4.2.3 Stauchelemente

Das passive Ausbaukonzept der nachgiebigen Spritzbetonschale mit Stauchelementen wird durch die Interaktion der beiden Ausbauelemente Spritzbeton und Stauchelement bestimmt. Bei der Implementierung der Elemente in die Berechnungsmodelle ist es eine zentrale Aufgabe, die Initialsteifigkeit der Stauchelemente genau abzubilden und gleichzeitig die zeitabhängige Festigkeits- bzw. Steifigkeitsentwicklung des Spritzbetons möglichst realitätsnah zu beschreiben. Wird die Initialsteifigkeit der Stauchelemente zu hoch angesetzt, führt dies zu einer frühzeitigen Überlastung der Spritzbetonschale.

Nachfolgend werden unterschiedliche mathematische Beschreibungen für analytische und numerische Berechnungen vorgestellt. Bisher existiert jedoch kein allgemeingültiges Verfahren bzw. Materialmodell zur Berücksichtigung des Last-Verformungsverhaltens der Stauchelemente.

Im analytischen KLV stellt Radoncic (2011) eine Einbindung der Stauchelemente über eine iterative Berechnung der Ausbaukennlinie vor. Gschwandtner & Galler (2012) berücksichtigen die Stauchelemente, indem das Last-Verformungsverhalten linearisiert und in unterschiedliche Laststufen umgerechnet wird. In Kombination mit der zeitabhängigen Laststeigerung des Spritzbetons sind beide Sicherungselemente abwechselnd aktiv.

John et al. (2004) stellen numerische Berechnungen bei der Planung des Strenger Tunnels vor, in welchen die Stauchelemente durch Begrenzung der Normalkraft und des Biegemomentes in einzelnen Stäben erfasst werden. Brandtner & Lenz (2017) implementieren die Stauchelemente über Stabelemente mit einer nichtlinearen Kraft-Verschiebungsbeziehung. Sowohl Radoncic (2011) als auch Barla et al. (2011) nutzen für die Modellierung der Stauchelemente ein elastisch perfekt-plastisches Mohr-Coulomb-Material, indem sie Steifigkeits- und Festigkeitswerte aus dem Last-Verformungsverhalten der Elemente bestimmen. Weitere numerische Berechnungen mit Implementierung von Stauchelementen werden von John & Poscher (2004), Cantieni (2011) und Likar et al. (2013) gezeigt, jedoch wird hier nicht explizit die Modellierung der Elemente beschrieben.

4.2.4 Diskussion

Obwohl das Ausbauverfahren einer geschlitzten Spritzbetonschale mit Stauchelementen mittlerweile zum Stand der Technik gehört, sind die Berechnungsmethoden für den Ausbau noch nicht ausgereift. Selbst die explizite Beschreibung des zeitabhängigen Materialverhaltens von Spritzbeton ist aufgrund mangelnder Versuchs- bzw. Praxisdaten zur Validierung und Anpassung der mathematischen Modelle mit Unsicherheiten behaftet. Hier besteht Forschungsbedarf hinsichtlich der Erweiterung der experimentellen Datengrundlagen zur Verifizierung der Modelle.

Zum mechanischen Verhalten von Ankern in stark verformungsfreudigem Gebirge sowie zur mathematischen Einbindung der Anker in analytische und numerische Verfahren besteht weiterer Forschungsbedarf. Die Interaktion zwischen dem Anker, dem jungen, noch nicht ausgehärteten Mörtel und dem Gebirge wird noch sehr vereinfacht abgebildet. Auch für die Integration von Stauchelementen in die analytischen und numerischen Berechnungsmodelle gibt es keine standardisierte Vorgehensweise.

4.3 Forschungsschwerpunkte zur Anwendung der Berechnungsmethoden

Aus den zuvor dargestellten Grundlagen zur Berechnung des Systemverhaltens und der Berücksichtigung der Materialeigenschaften des Ausbaus ergeben sich Fragestellungen bzw. Forschungsschwerpunkte für diese Arbeit. Abbildung 49 stellt diese Forschungsschwerpunkte dar.

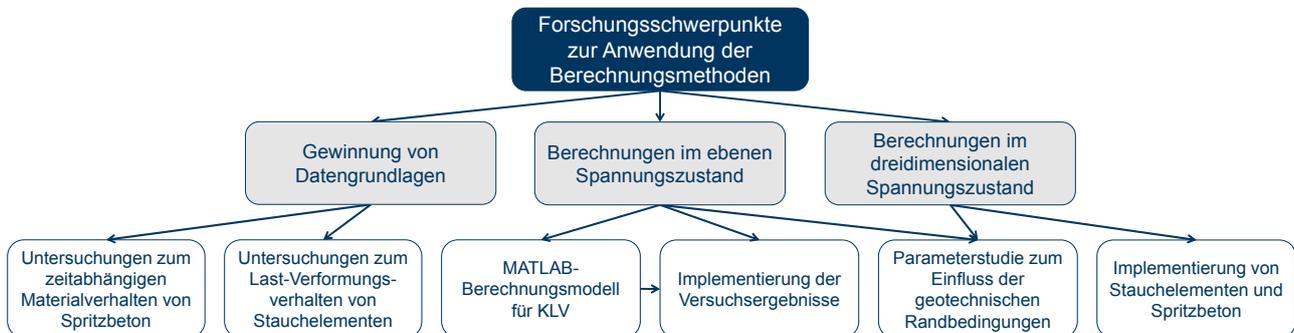


Abbildung 49: Forschungsschwerpunkte zur Anwendung der Berechnungsmethoden

Spritzbeton – Untersuchungen zum zeitabhängigen Materialverhalten

Unter hoher Belastung reagiert der Spritzbeton sehr zeit-, last-, dehnungs- und temperaturabhängig. Er kriecht, schwindet und entwickelt seine Festigkeit während des Vortriebs und den auftretenden Verformungen (Hellmich, 1999). Die Annahme eines linear elastischen und perfekt plastischen Materialverhaltens ist unter dieser Voraussetzung nicht ausreichend, genauere Untersuchungen zum zeitabhängigen Materialverhalten sind notwendig. Daher wird eine Spritzbetonrezeptur in einer Versuchsreihe hinsichtlich des zeitabhängigen Materialverhaltens untersucht (Kapitel 5.3). Im Anschluss werden die gewonnenen Daten für die analytischen und für die numerischen Berechnungen genutzt (Kapitel 6, 7 und 8).

Stauchelemente – Untersuchungen zum Last-Verformungsverhalten

Zur Berücksichtigung der Stauchelemente in den Berechnungsmodellen ist die Kenntnis des Last-Verformungsverhaltens elementar. Um den funktionalen Zusammenhang zwischen zeitabhängiger Entwicklung von Festigkeit und Steifigkeit des Spritzbetons zwischen dem Last-Verformungsverhalten der Stauchelemente erfassen zu können, bedarf es einer ausreichenden Datengrundlage zu beiden Komponenten. Deswegen werden in Kapitel 5.4 vergleichende Untersuchungen zum Systemverhalten der unterschiedlichen Stauchelementensysteme unter einheitlichen Randbedingungen durchgeführt.

MATLAB-Berechnungsmodell zur Gegenüberstellung von Anwendungen im KLV

Das Kennlinienverfahren ist, trotz aller Einschränkungen, ein häufig angewendetes Berechnungsverfahren für eine erste Einschätzung des Gebirgsverhaltens und eine Beurteilung möglicher Ausbauprozesse. In dieser Arbeit wird ein mathematisches, mit der Software

MATLAB programmiertes Berechnungsmodell zum KLV vorgestellt. Neben bekannten Ansätzen zur GKL und AKL sind zudem Modelle zur Berechnung der LDP integriert; diese werden in (Kapitel 6.3) miteinander verglichen. Das Berechnungsmodell wird anschließend an einem Referenzprojekt validiert (Kapitel 6.3). Um das KLV für einen nachgiebigen Ausbau mit Stauchelementen nutzen zu können, müssen diese Elemente ebenfalls in die AKL integriert werden. Dazu bedarf es einer genauen Kenntnis des Last-Verformungsverhaltens der Stauchelemente, welches in den experimentellen Untersuchungen in Kapitel 5.4 gewonnen wird.

Implementierung der Versuchsergebnisse

Die Ergebnisse aus den experimentellen Untersuchungen in Kapitel 5.3 und 5.4 werden in das Berechnungsmodell zum KLV integriert. Einerseits besteht die Möglichkeit die Ausbau-kennlinie mithilfe des empirischen Prognosemodells zur Entwicklung von zeitabhängigen Spritzbetonfestigkeiten zu berechnen und andererseits wird das Last-Verformungsverhalten der Stauchelemente über eine Linearisierung der Versuchsergebnisse in das KLV eingebunden.

Parameterstudie zum Einfluss der geotechnischen Randbedingungen

In Kapitel 2 wird der Einfluss der geotechnischen Randbedingungen auf das Gebirgsverhalten beschrieben. In Kapitel 6.4 wird mithilfe des KLV eine Parameterstudie zum Einfluss einzelner Gebirgsparameter auf die Verschiebungsentwicklung untersucht und vergleichende Diagramme zur einfachen Beurteilung des Gebirgsverhaltens entwickelt. Bei ähnlichen Randbedingungen können die Diagramme in Kapitel 9.2 für eine vorgestellte praxisnahe Dimensionierung von Stauchelementen genutzt werden.

In einer zweidimensionalen numerischen Parameterstudie wird in Kapitel 7 weiterhin der Einfluss von geotechnischen Randbedingungen auf das Systemverhalten des Gesamtausbau überprüft. Mithilfe der Erkenntnisse aus dieser Untersuchung können die in Kapitel 3.3 aufgeworfenen Fragestellungen zum unterschiedlichen Systemverhalten von nachgiebigen Spritzbetonschalen besser verstanden werden.

Implementierung der Stauchelemente und des Spritzbetons in ein dreidimensionales Berechnungsmodell

Es wird eine umfassende 3D-Simulation der Konstruktionsabläufe für einen konventionell aufgefahrenen Tunnel unter Verwendung der Methode der finiten Elemente mit dem kommerziellen Programm DIANA durchgeführt, um numerisch die Wechselwirkung des Spritzbetons, der Stauchelemente und dem druckhaften Gebirge zu untersuchen. Ein Fokus bei der numerischen Analyse liegt auf der Beschreibung des Versagensverhaltens in der Kontaktfläche zwischen Spritzbetonschale, Stauchelement und Gebirge.

Die Stauchelemente werden als Feder-Elemente abgebildet, über die das in den experimentellen Untersuchungen ermittelte Last-Verformungsverhalten (Kapitel 5.4) berücksichtigt wird. Das zeitabhängige Materialverhalten des Spritzbetons wird über den Einsatz entsprechender Materialmodelle implementiert. Die benötigten Eingangsparameter werden aus den experimentellen Untersuchungen zum zeitabhängigen Materialverhalten von Spritzbeton aus Kapitel 5.2 entnommen.

Um ein Versagen des nachgiebigen Ausbaus zu vermeiden, wird eine Sensitivitätsanalyse durchgeführt (Kapitel 7.4). In der Analyse wird der Einfluss der Parameter des Ausbaus auf das Versagensverhalten der Schale und des Interfaces zwischen Schale und Gebirge untersucht. Basierend auf Vergleichen von rechnerischen Ergebnissen zwischen einer monolithischen Spritzbetonschale sowie einer geschlitzten Schale mit Stauchelementen werden die Auswirkungen der Integration der Elemente auf die Spannungszustände, das Last-Verformungsverhalten und das Versagensverhalten des Spritzbetons sowie der Interfaces im 3D-Modell untersucht. Im Anschluss werden die Modelle mit Messdaten vom Tauerntunnel in Österreich verglichen und validiert.

5 Experimentelle Untersuchungen der Ausbaukomponenten Spritzbeton und Stauchelemente

5.1 Notwendigkeit experimenteller Untersuchungen

Die experimentellen Untersuchungen des Spritzbetons und der Stauchelemente sind notwendig, um Grundlagen für die analytischen und numerischen Berechnungen zu schaffen. Wie in Kapitel 4.2 dargestellt, existieren weder ausreichend validierte Modelle für das zeitabhängige Materialverhalten von Spritzbeton noch Ansätze zur Berücksichtigung von Stauchelementen in den Berechnungsmethoden. Zur Modellierung des Materialverhaltens muss das abzubildende Verhalten demzufolge zuerst experimentell untersucht werden.

Aus der Literaturrecherche sind nur wenige Datensätze zur zeitabhängigen Entwicklung der Spritzbetonfestigkeit bekannt und in wie weit sich diese zur Verifizierung der Materialmodelle aktueller Spritzbetone eignen, ist zu untersuchen und zu bewerten (Kapitel 5.2). Anhand der experimentellen Untersuchungen zum zeitabhängigen Materialverhalten von Spritzbeton in Kapitel 5.3 wird eine experimentelle Datenbasis geschaffen, die mit dem Materialverhalten eines Spritzbetons in der Tunnelschale vergleichbar ist und eine Berücksichtigung der Materialeigenschaften in mathematischen Modellen ermöglicht.

Die experimentellen Untersuchungen der Stauchelemente in Kapitel 5.4 sollen zu einer neutralen Vergleichbarkeit der bekannten Systeme untereinander beitragen. Zusätzlich werden die Systeme unter realitätsnahen Belastungen geprüft, die mögliche Schiefstellungen und Exzentrizitäten beim Einbau der Stauchelemente in die Spritzbetonschale berücksichtigen.

5.2 Entwicklung eines empirischen Prognosemodells zur Bestimmung der Spritzbetonfestigkeit

Die zeitabhängige Festigkeitsentwicklung des Spritzbetons ist der maßgebliche Faktor zur Bestimmung der maximal aufnehmbaren Belastung der Stauchelemente. Die Materialmodelle, die eine zeitabhängige Festigkeitsentwicklung des Spritzbetons beschreiben, sind in Kapitel 4.2.1 aufgeführt.

In diesem Unterkapitel werden Versuchsergebnisse des Lehrstuhls für Tunnelbau, Leitungsbau und Baubetrieb genutzt und um Daten zur zeitabhängigen Entwicklung der Druckfestigkeit von Spritzbeton aus externen Versuchen und Praxisprojekten erweitert. Mithilfe der ausgewerteten Daten werden die aus der Literatur bekannten Modelle analysiert und auf ihre Anwendbarkeit überprüft. Aus den beobachteten Spritzbetonfestigkeitsentwicklungen wird anschließend ein empirisches Prognosemodell abgeleitet, das eine Einteilung der zu

erwartenden Spritzbetonfestigkeiten in Bereiche vorsieht. Abschließend werden die Modelle aus der Literatur dem entwickelten Prognosemodell gegenübergestellt.

5.2.1 Datengrundlage

Um die Festigkeitsentwicklung auf Grundlage von Beobachtungsdaten validieren zu können, muss eine ausreichend statistisch repräsentative Menge an Datensätzen zur Verfügung stehen. Zudem ist das Materialverhalten von Spritzbeton einerseits stark abhängig von den einzelnen Materialkomponenten und deren Mischungsverhältnis. Andererseits wird es durch äußere Einflüsse aus der Bauverfahrenstechnik (Auftragswinkel, -geschwindigkeit, Düsenführung etc.) beeinflusst. Die in der Literatur beschriebenen Analysen zur Validierung der Materialmodelle beruhen entweder auf einer geringen Bandbreite an Versuchsdaten oder auf Versuchen, bei denen die Randbedingungen nicht zu denen eines Spritzbetons als Ausbauelemente in der klassischen Spritzbetonbauweise passen.

Die in der Norm beschriebenen Ansätze beziehen sich auf Stahlbeton und sind daher generell nicht mit Daten von Spritzbetonen validiert. Die Verfahren nach der Fließratenmethode nach Aldrian (1991) und modifiziert von Müller (2001) basieren bspw. auf Daten von Trockenspritzbetonen. Beim konventionellen Tunnelvortrieb werden aber hauptsächlich Spritzbetone im Nassspritzverfahren verwendet, die generell eine andere Festigkeitsentwicklung aufweisen (Maidl, 1992). Neuner et al. (2017a) greifen bei der Validierung auf Ergebnisse aus vier Untersuchungsserien von Huber (1991) zurück, die jedoch nur die Festigkeitsentwicklung der ersten sieben Tage berücksichtigen.

Die hier verwendete Datengrundlage setzt sich daher aus Festigkeitsentwicklungen von Versuchen, die mit dem Spritzbetonstand des Lehrstuhls für Tunnelbau, Leitungsbau und Baubetrieb an der Ruhr-Universität Bochum durchgeführt wurden, und in der Literatur beschriebenen Versuchen sowie aus Praxisdaten von Tunnelbauprojekten zusammen. Die Randbedingungen zur Eignung der Daten sind:

- Spritzbetone im Nassspritzverfahren
- Festigkeitsentwicklungen hauptsächlich im Bereich J2 (Kapitel 3.2.1)
- Anwendungsgebiet Europa, möglichst alpiner Raum

Der komplette Datensatz mit Angaben zur Festigkeitsklasse, der Rezeptur und den Messzeitpunkten sowie der zugehörigen Druckfestigkeit ist in Anhang A.2-1 dargestellt. Die Projekte sind dabei anonymisiert angegeben (AI – BXI), wobei zwischen Versuchs- und Praxisdaten unterschieden wird. Tabelle 6 gibt Auskunft über die Anzahl der jeweiligen Datensätze. Sechs Versuche und elf Projekte aus der Praxis werden ausgewertet; insgesamt stehen 91 Festigkeitsentwicklungen von Spritzbetonen zur Verfügung. Da in der DIN

EN 14487-1 (2006) für die Untersuchung der Festigkeit Zeitintervalle von 0 bis 1 Stunde, 4 bis 6 Stunden und 12 bis 24 Stunden empfohlen werden, werden die Messwerte nach

- 6, 15, 30, 60 und 90 Minuten,
- 2, 3, 6, 9, 12 und 24 Stunden sowie
- 2, 7 und 28 Tagen

untersucht. Da nicht zu jedem Datensatz zu den ausgewählten Zeitpunkten die Festigkeit bestimmt wurde, variiert die Stichprobenanzahl je Messzeitpunkt von mindestens 48 bis zu maximal 84 Werten.

Die hier dargestellte Bandbreite an Stichproben ($n_{ges} = 91$) ist im Vergleich zur sonst üblichen Stichprobenanzahl zur Validierung von Spritzbetonmaterialmodellen umfangreich. Da die ausgewerteten Projekte alle unterschiedliche Rezepturen aufweisen und die Projektdaten von verschiedenen Baustellen stammen, können Einflüsse aus den einzelnen Komponenten der Baustofftechnologie oder der Verfahrenstechnik besser ausgeschlossen werden. Bei nur einer Versuchsserie unter gleichen Randbedingungen, wird der Einfluss der konstant gehaltenen Randbedingungen unterdrückt.

Tabelle 6: Datenübersicht Spritzbetone

Kurzbezeichnung	Datengrundlage	
	Versuchsdaten	Projektdaten
AI	10	
AII	1	
AIII	3	
AIV	3	
AV	1	
AVI	1	
BI		2
BII		1
BIII		1
BIV		1
BV		30
BVI		1
BVII		5
BVIII		1
BIX		28
BX		1
BXI		1

5.2.2 Auswertung der Festigkeitsentwicklungen

Die Festigkeitsentwicklungen wurden hinsichtlich Beschleunigerdosierung, Zementsorte und -anteil sowie Festigkeitsklassen untersucht, um Korrelationen zwischen den Faktoren und dem expliziten Verlauf der Festigkeitssteigerung festzustellen. Die bestehenden mathematischen Modelle zur zeitabhängigen Entwicklung der Spritzbetonfestigkeit sollten anschließend dahingehend erweitert werden. Bei der Auswertung der Festigkeitsentwicklungen konnten keine Zusammenhänge herausgearbeitet werden, die eine Erweiterung der Modelle erlaubt hätten. Beispielhaft wird hier die Auswertung zum Einfluss der Beschleunigerdosierung vorgestellt. Generell ist anzumerken, dass die Streubreite der Daten sehr groß ist. Selbst bei Datensätzen aus einem Projekt mit leichten Variationen in der Rezeptur oder der Beschleunigerdosierung war die Streubreite so groß, dass keine direkten Zusammenhänge erkennbar waren. Beispielhaft ist in Abbildung 50 die zeitliche Festigkeitsentwicklung

von Spritzbetonen aus dem Projekt BV (Tabelle 6) mit gleicher Rezeptur, aber unterschiedlicher Beschleunigerdosierung dargestellt. Die Merkmale der Datenpunkte beschreiben die Dosierung des Beschleunigers von 6,0 M.-% - 7,5 M.-%.

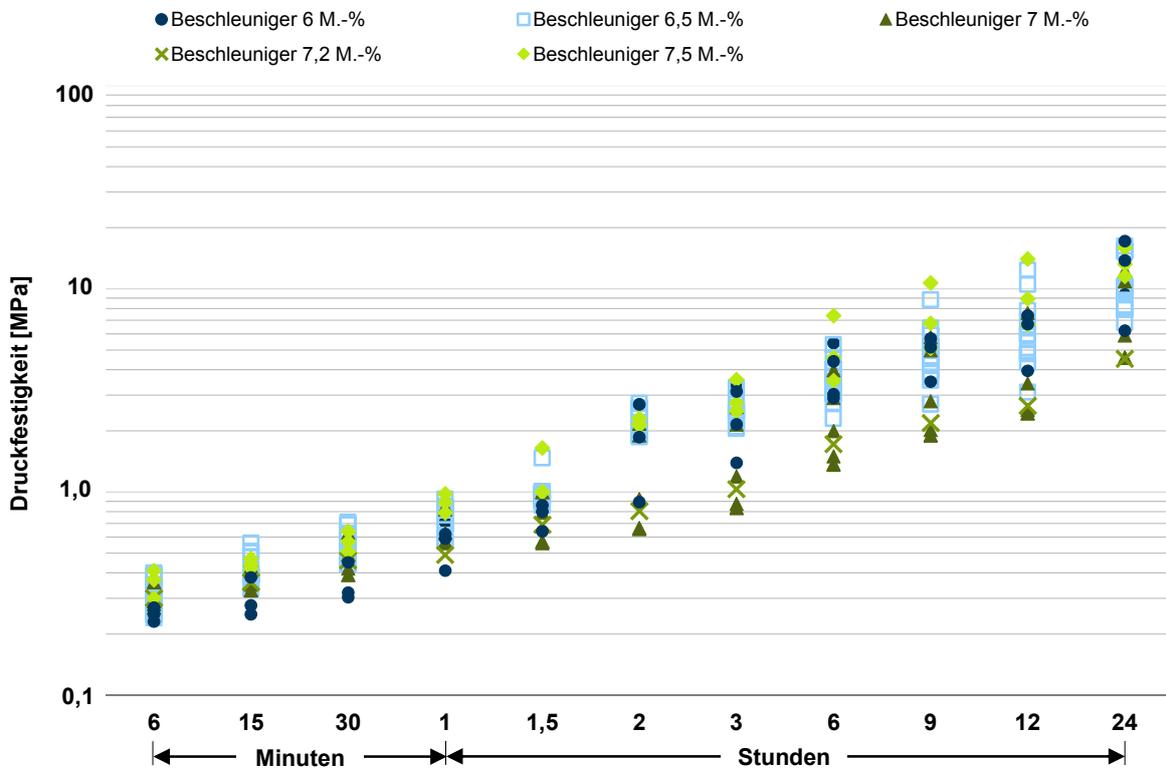


Abbildung 50: Zeitabhängige Festigkeitsentwicklung einer Spritzbetonrezeptur mit Beschleunigerdosierungen von 6,0 M.-% - 7,5 M.-%

Um eine genauere Aussage zur Abhängigkeit der Beschleunigerdosierung treffen zu können, sind in Abbildung 51 die Verhältnisse zwischen der gemessenen Druckfestigkeit und der Dosierung zu den exemplarischen Zeitpunkten sechs Minuten sowie eine, sechs und 24 Stunden abgebildet. Zur Veranschaulichung sind die Datenpunkte jeweils über Exponentialfunktionen qualitativ approximiert worden.

Die Verläufe der Exponentialfunktionen werden im logarithmischen System als Gerade dargestellt und somit gibt die Steigung eine Tendenz zwischen der Druckfestigkeit und dem Beschleunigeranteil an. In den ersten Minuten steigt die Druckfestigkeit in Abhängigkeit der Dosierrate leicht an, nach einer Stunde flacht die Steigung der Funktion ab. Im weiteren Verlauf kehrt sich dieses Verhältnis um und die Spritzbetone mit einer niedrigeren Beschleunigerdosierung weisen höhere Festigkeiten auf, da der Beschleuniger zu Beginn eine schnellere Hydratisierung ermöglicht, aber im weiteren Verlauf zu einer Festigkeitsminderung führt. Generell ist es schwierig, dieses Verhalten genau abzubilden und in eine Funktion zur zeitabhängigen Bestimmung der Festigkeitsentwicklung zu integrieren. Zudem müssten zu einer genauen Beurteilung der Beschleunigerdosierung alle anderen Einflüsse

konstant gehalten werden; eine konstante Rezeptur mit Variation in der Beschleunigerdosierung ist jedoch ausschließlich bei Projekt BV gegeben.

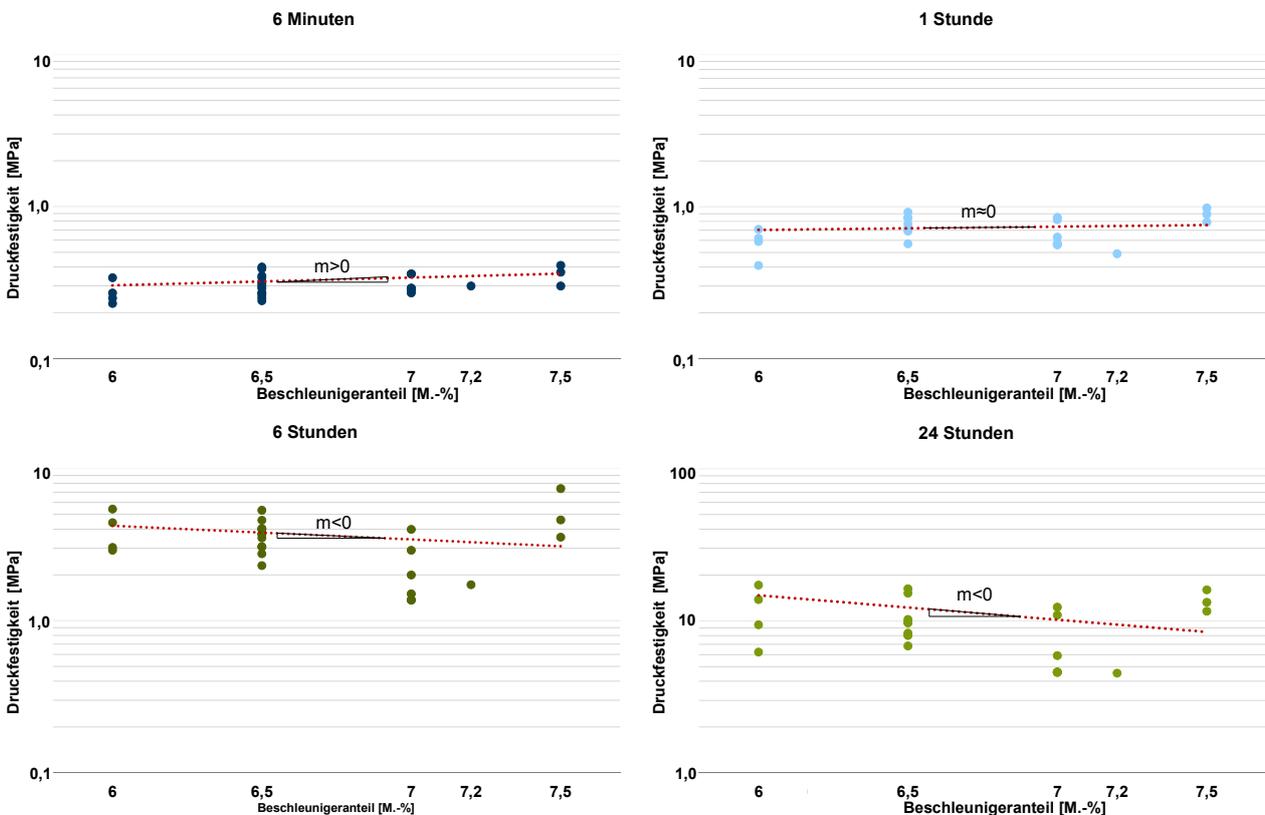


Abbildung 51: Exemplarische Darstellung der Auswirkung der Beschleunigerdosierung auf die Entwicklung der Druckfestigkeit zu verschiedenen Messzeitpunkten

Zusammenfassend ist festzustellen, dass die Betrachtung einzelner Materialkomponenten nicht zu statistisch sinnvoll auswertbaren Ergebnissen geführt hat, wie hier am Beispiel des Beschleunigeranteils gezeigt. Die Daten müssen dementsprechend unabhängig von den Materialkomponenten bzw. der Zusammensetzung der Rezeptur ausgewertet werden.

Die mathematischen Modelle zur Beschreibung der Festigkeitsentwicklung von Spritzbeton (Kapitel 4.2.1) nutzen als Eingangsparameter die charakteristische Druckfestigkeit f_{ck} nach 28 Tagen. Ein zweiter Ansatz zur Auswertung der Datensätze ist daher die Normierung der jeweiligen Festigkeit zu den entsprechenden Untersuchungszeitpunkten mit der charakteristischen Druckfestigkeit:

$$n_c = f_c / f_{ck} \quad (\text{Formel 5-1})$$

Durch die Normierung können Festigkeitsentwicklungen von Spritzbetonen unterschiedlicher Festigkeitsklassen miteinander verglichen werden. Durch diese Vergleichbarkeit steht hier eine ausreichend statistisch repräsentative Menge an Datensätzen zur Verfügung.

In Abbildung 52 sind die normierten Spritzbetondruckfestigkeiten n_c zu den Untersuchungszeitpunkten mithilfe eines Boxplotdiagramms dargestellt. Der Boxplot beinhaltet die Information zum Median (schwarz), zum 25 %- und 75 %-Quantil (grün) sowie zum Minimal- und zum Maximalwert. Die Quantile sind Lagemaße in der Statistik und beschreiben den Wert, ab dem ein gewisser Anteil der Daten kleiner ist. So liegen bspw. 25 % der Daten unterhalb des 25 %-Quantils. Hier sind die Boxen zusätzlich um die Werte des 10%- und 90%-Quantils (blau) sowie des 5%- sowie 95%-Quantils (grau) erweitert, um die Verteilung der Daten genauer abbilden zu können. Die Minimal- und Maximalwerte der Datengesamtheit werden über die Whisker dargestellt. So kann der Boxplot einen Eindruck darüber vermitteln, in welchem Bereich die Daten liegen und wie sie sich über diesen verteilen. (Kronthaler, 2016)

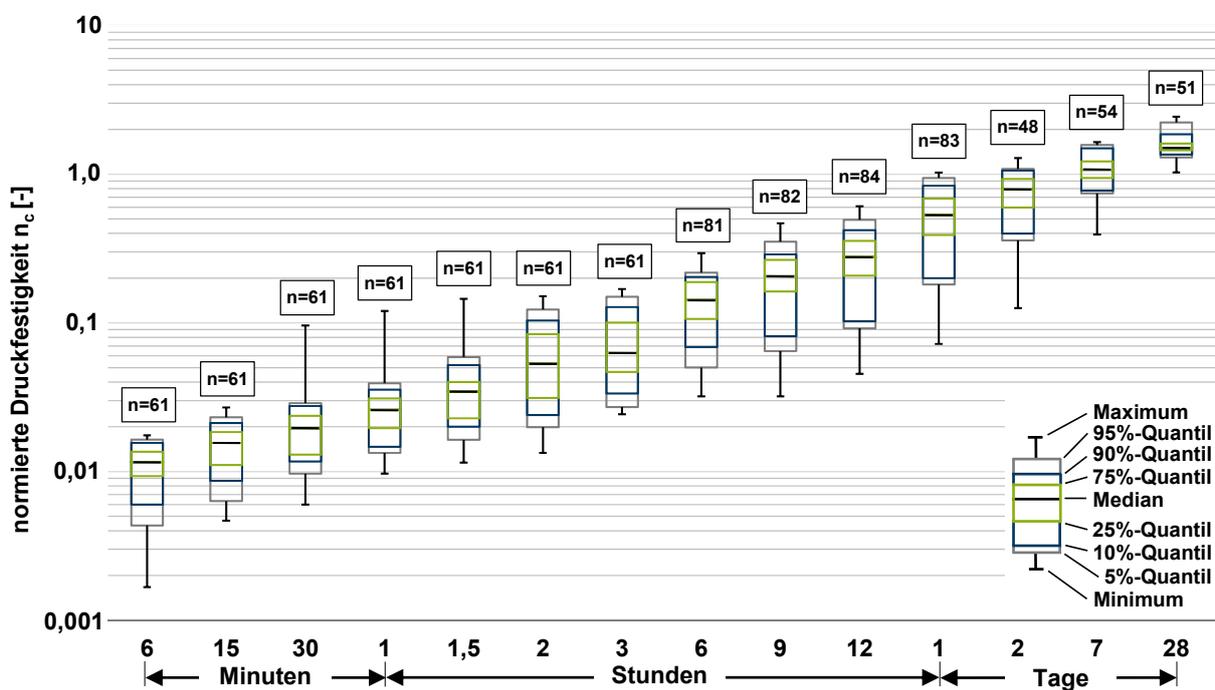


Abbildung 52: Darstellung der normierten Spritzbetonfestigkeiten n_c über erweiterte Boxplots mit Stichprobenumfang n

Die Höhe der Boxen gibt Auskunft über die Streubreite der Daten; kleine Boxen stehen dabei für eine geringere Streuung als hohe Boxen. Exemplarisch sind in Abbildung 53 für das Konfidenzintervall von 25 % - 75 % die Daten für die Messzeitpunkte von einer bis zwei Stunden dargestellt, um die Boxplots in einem nicht logarithmisch verteilten Maßstab abzubilden. Eine doppellogarithmische Darstellung der Boxplots (Abbildung 54) deutet den funktionalen Zusammenhang der Druckfestigkeit in Abhängigkeit vom Alter des Spritzbetons an. Eine Beurteilung der Streuung über die Größe der Boxen ist aber aufgrund der logarithmischen Skalierung der y-Achse nicht möglich.

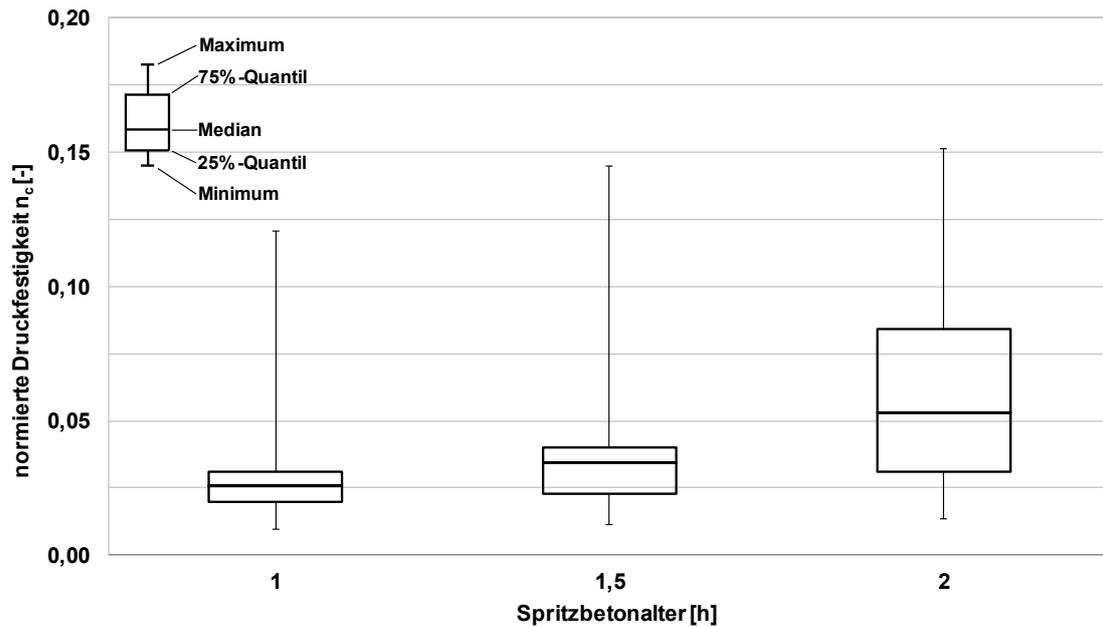


Abbildung 53: Boxplots der normierten Druckfestigkeit (Spritzbetonalter 1 h, 1,5 h, 2 h) im nicht logarithmischen Maßstab

Mithilfe des Quartilsdispersionskoeffizienten p (Formel 5-2) ist ein qualitativer Vergleich der Streubreiten innerhalb des 50 %-Konfidenzintervalls möglich. Dieses relative Streuungsmaß wird durch die Division eines absoluten Streuungsmaßes, dem Interquartilsabstand IQR , und durch ein Lagemaß, den Median, erzeugt. Je größer der Quartilsdispersionskoeffizient ist, desto größer ist auch die Streuung der Daten. (Von der Lippe, 2006; Eckle-Kohler & Kohler, 2017)

$$p = \frac{IQR}{x_m} = \frac{x_{75\%} - x_{25\%}}{x_m} \quad (\text{Formel 5-2})$$

mit:

IQR Interquartilsabstand

x_m Median

$x_{25\%}$ Wert des 25%-Quantil

$x_{75\%}$ Wert des 75%-Quantil

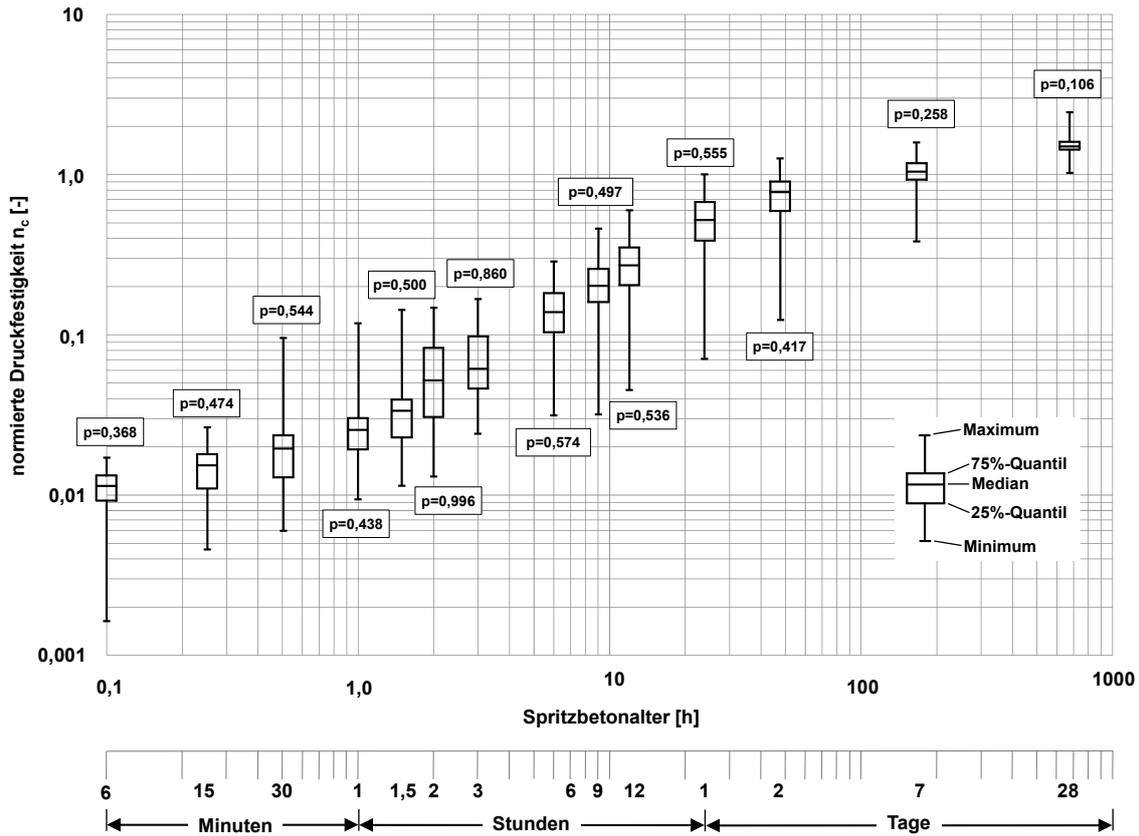


Abbildung 54: Doppellogarithmische Darstellung der normierten Spritzbetonfestigkeiten n_c über Boxplots mit Angabe des Quartilsdispersionskoeffizienten p ; Einteilung der Boxen in 25%- und 75%-Quantile

Der Quartilsdispersionskoeffizient liegt bei den Auswertungen zur normierten Spritzbetonfestigkeit zwischen den Zeitpunkten von sechs Minuten bis hin zu zwei Tagen im Mittel bei $p = 0,490$, zwischen Minimal- und Maximalwerten von $p_{0,1h} = 0,368$ und $p_{6h} = 0,574$. Ausgenommen davon ist der Bereich zwischen zwei und drei Stunden mit einer größeren Streuung von $p_{2h} = 0,996$ und $p_{3h} = 0,860$. Eine mögliche Erklärung dafür wäre, dass zu diesem Zeitpunkt die Spritzbetonfestigkeiten häufig nicht mehr mit der Penetrationsnadel gemessen werden können, der Beton aber noch nicht fest genug ist, um mit dem Hilti-Setzverfahren (DIN EN 14488-2, 2006) beurteilt zu werden. Mit weiterer Hydratisierung des Spritzbetons nimmt die Streuung der Daten ab. So liegt der Quartilsdispersionskoeffizient nach 28 Tagen nur noch bei $p_{672h} = 0,106$. Die doppellogarithmische Darstellung der normierten Spritzbetonfestigkeiten n_c mit Angabe des Quartilsdispersionskoeffizienten p ist für die 5 %- und 95 % sowie die 10 %- und 90 %-Quantile in Anhang A.2-2 dargestellt.

Zusammenfassend lässt sich feststellen, dass die Daten zu den zeitabhängigen Festigkeitsentwicklungen für eine statistische Auswertung durchaus verwendbar sind. Es sind klare Tendenzen erkennbar und Bereiche mit größeren Abweichungen lassen sich erklären.

Nichts desto trotz ist die Streuung in den Verläufen, gerade bei der Frühfestigkeitsentwicklung, groß. Daher ist fraglich, ob eine Beurteilung der Festigkeitsentwicklung durch die Beschreibung einer Funktion ausreichend ist oder ob eine Angabe von Bereichen für die Festigkeitsverläufe aufgrund der großen Streuungen sinnvoller ist.

5.2.3 Analyse der mathematischen Modelle zur Bestimmung der Festigkeitsentwicklungen von Spritzbeton

In diesem Kapitel werden die Modelle zur Ermittlung der Festigkeitssteigerung miteinander verglichen und die Verläufe mithilfe der Spritzbetondaten beurteilt. Die Bestimmung der zeitabhängigen Druckfestigkeitsverläufe erfolgt für die in Kapitel 4.3 aufgeführten Modelle. Das thermo-chemisch-mechanische Modell nach Lackner & Mang (2003) wird vernachlässigt, da zu den Spritzbetonfestigkeiten keine Informationen zu der zeitabhängigen Entwicklung der Spritzbetontemperatur angegeben sind.

Eine Gegenüberstellung aller vorgestellten Modelle zur Beschreibung der zeitabhängigen Festigkeitsentwicklung ist in Abbildung 55 anhand eines beispielhaft gewählten Spritzbetons der Festigkeitsklasse SpC 25/30 dargestellt. Zudem sind die Klassen J1 – J3 angetragen, um einen Anhaltspunkt für die Verläufe zu bieten. Wie in Kapitel 3.2.2 vorgestellt, werden bei druckhaften Gebirgsbedingungen vor allem Spritzbetone der Klasse J2 verwendet.

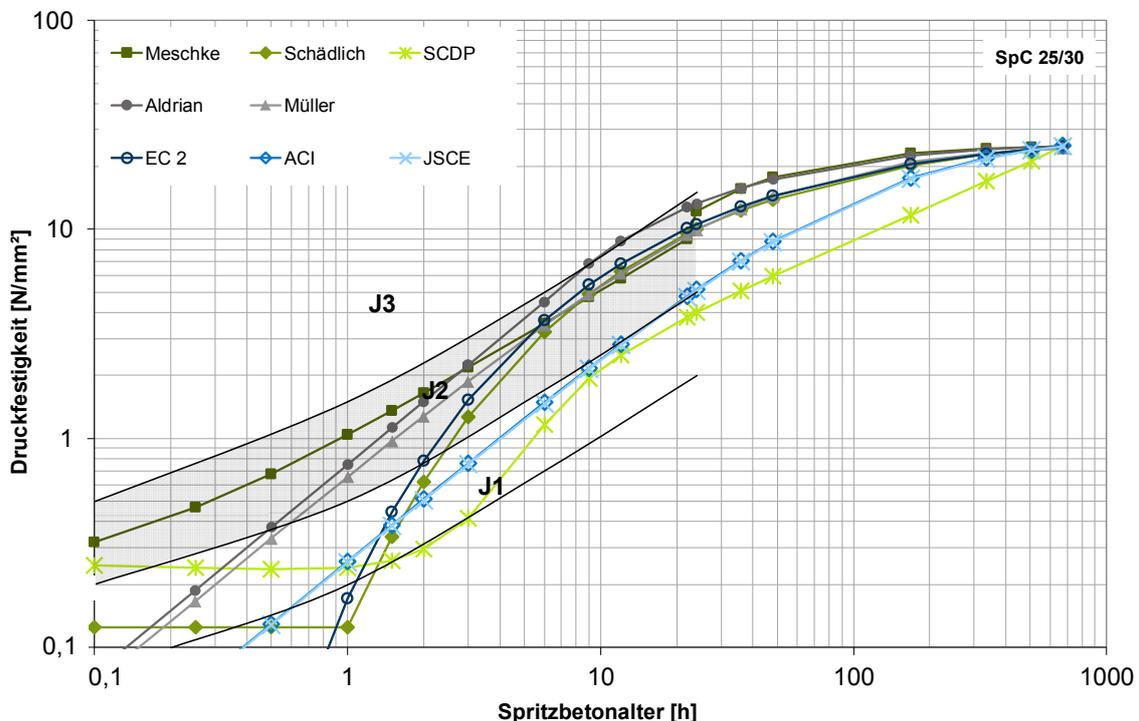


Abbildung 55: Zeitabhängiger Verlauf der Spritzbetondruckfestigkeit für einen Spritzbeton der Festigkeitsklasse C 25/30 nach den vorgestellten Modellen

Der Vergleich der Modelle mit den J-Bereichen zeigt, dass Meschke sich bei der Frühfestigkeitsentwicklung am J2-Bereich orientiert. Die anderen Modelle rechnen mit einer geringeren Frühfestigkeit, sind somit auf der sicheren Seite, vernachlässigen aber die positive Wirkung des beschleunigten Spritzbetons, sofort tragfähig zu sein.

Um die mathematischen Modelle mit den eigenen Versuchs- bzw. Praxisdaten vergleichen zu können, sind die normierten Spritzbetonfestigkeiten der Modelle ($f_{ci}/f_{c,28}$) den normierten Spritzbetonfestigkeiten der Versuchs- bzw. Praxisdaten ($f_{c,VP}/f_{c,28}$) in Abbildung 56 gegenübergestellt. Auf der Abszissenachse werden dazu zum jeweiligen Messzeitpunkt die normierten Versuchs- bzw. Praxisdaten und auf der Ordinatenachse der normierte Modellwert aufgetragen. Die Versuchs- und Praxisdaten werden dabei über (a) den Median und über (b) das 5 %-Quantil bzw. (c) das 95 %-Quantil dargestellt. Die Winkelhalbierende der drei Diagramme stellt den Verlauf des Medians, des 5 %-Quantils bzw. des 95 %-Quantils dar. Die Lage der Modellwerte ermöglicht somit nicht nur eine Beurteilung hinsichtlich der mittleren Festigkeitsverläufe der Spritzbetone, sondern auch der Randbereiche.

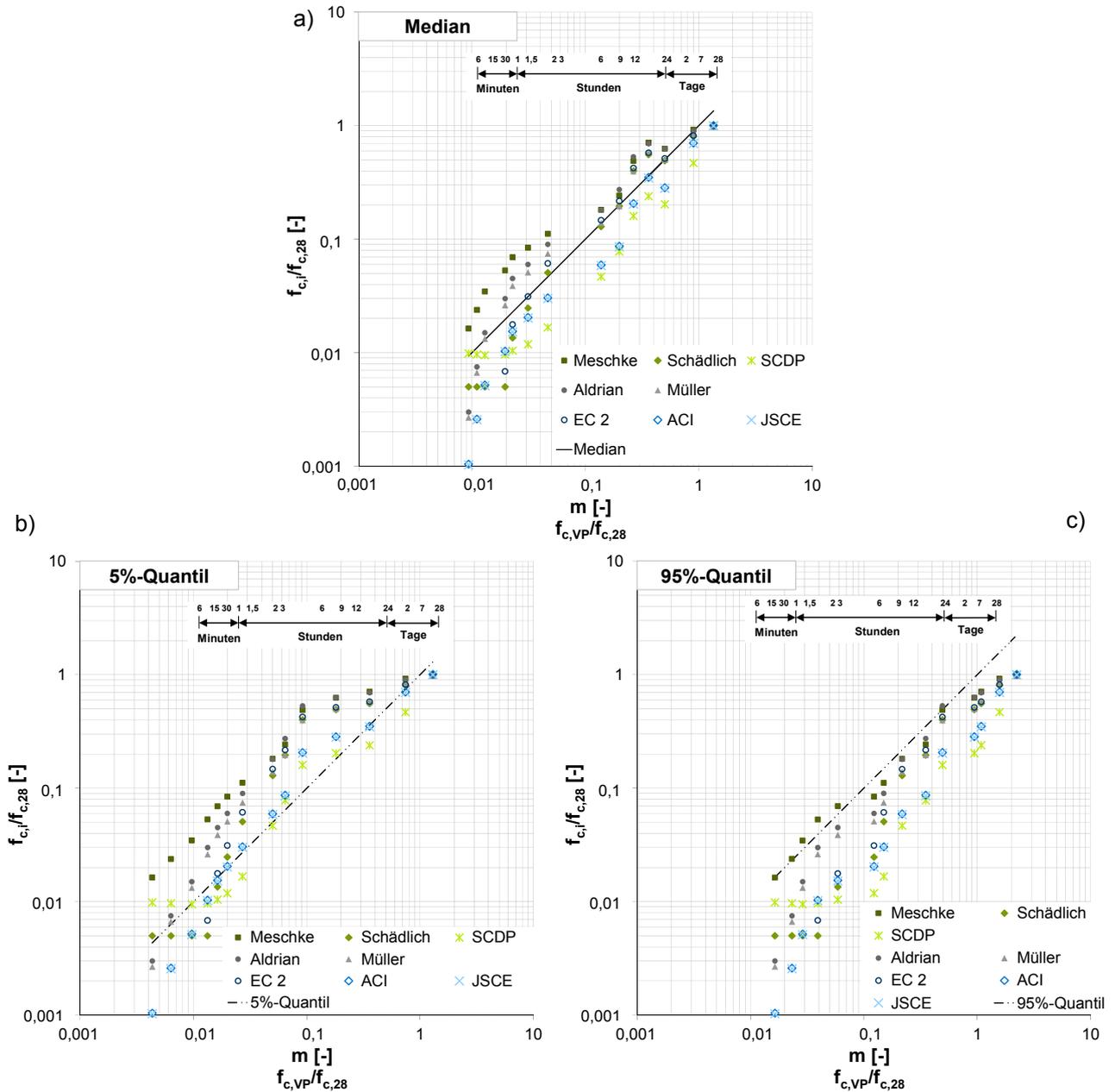


Abbildung 56: Auswertung der Modelle zur Bestimmung der zeitabhängigen Druckfestigkeit anhand der empirischen Festigkeitsverläufe; (a) bezogen auf das 5 %-Quantil; (b) bezogen auf den Median und (c) bezogen auf das 95 %-Quantil

Anhand der Auswertung der Modelle zeigt sich in Abbildung 56 welche Modelle den Verlauf der zeitabhängigen Spritzbetonentwicklung unter- bzw. überschätzen. Generell wird die Druckfestigkeit nach 28 Tagen von allen Modellen unterschätzt, da hier mit dem charakteristischen Wert der Druckfestigkeit (f_{ck}) gerechnet wird. Die Modelle liegen dabei nicht nur alle unter dem Median, sondern auch unter dem 5 %-Quantil, dementsprechend sind mindestens 95 % der ausgewerteten Spritzbetonfestigkeiten $f_{c,28}$ größer als der charakteristische Wert f_{ck} .

Die Festigkeit nach 24 Stunden wird von den Modellen nach Meschke und Aldrian leicht überschätzt, die Modelle nach Schädlich, Müller und der EC 2 liegen auf dem Median. Die amerikanische und die japanische Norm liegen auf dem 5 %-Quantil, das SCDP-Modell noch darunter.

Das Modell nach Meschke überschätzt die zeitabhängige Festigkeitsentwicklung des Spritzbetons schon zu Beginn; in den ersten Minuten liegen die berechneten Werte auf bzw. über dem 95 %-Quantil der Daten. Im weiteren Verlauf liegen die Werte weiterhin oberhalb des Medians, überschreiten aber nicht mehr das 95 %-Quantil, mit Ausnahme des 24 h-Wertes. Nach zwei Tagen liegt der ermittelte Wert unterhalb des Medians und nach 28 Tagen auch unterhalb des 5 %-Quantils.

Das Modell nach Schädlich vernachlässigt die Festigkeitsentwicklung in den ersten Minuten. Erst nach ca. einer Stunde nähert sich das Modell dem Median der Daten an, bildet diesen bis auf die Festigkeit nach einem Tag annähernd gut ab und unterschätzt diesen ähnlich wie Meschke zur Endfestigkeit hin.

Der Verlauf des SCDP-Modells ist in den ersten Minuten nicht richtig nachvollziehbar. Der Anfangswert nach sechs Minuten gleicht dem Median, verglichen mit den anderen Modellen, am meisten, danach fällt der Festigkeitsverlauf jedoch ab und das Modell unterschätzt durchgehend die Festigkeitsentwicklung. Im weiteren Verlauf liegen die berechneten Werte lediglich nach sechs, neun und 24 Stunden oberhalb der 5 %-Quantile der Daten. Die ganzheitliche Unterschätzung der Festigkeitsentwicklung hängt mit dem Verhältnis $\kappa = f_{c,1}/f_{c,28}$ zusammen. Nach Neuner et al. (2017a) muss dieses mindestens mit $\kappa \geq 0,16$ angesetzt werden und wurde für die Berechnung dementsprechend mit $\kappa = 0,16$ berücksichtigt. Die Modelle nach Meschke und Schädlich setzen diesen Faktor mit 0,489 (Meschke et al., 1996) bzw. 0,4 (Schädlich & Schweiger, 2014) weitaus höher an.

Die Modelle der Fließratenmethode nach Aldrian und modifiziert nach Müller werden von dem gleichen Funktionstypen beschrieben; Müller (2001) hat lediglich die Parameter angepasst, sodass die Festigkeitsentwicklung etwas geringer ist. In den ersten Minuten werden die Festigkeiten auch durch diese Modelle unterschätzt. Nach einer Stunde nähern sich die Rechenwerte dem Median der Daten an, wobei die Werte nach Müller in den ersten Stunden sehr gut mit den Messwerten korrelieren. Die Werte nach Aldrian sind jeweils etwas höher und liegen daher über dem Median der ausgewerteten Daten.

Bei der Betrachtung der Modelle aus den Normen fällt auf, dass die Festigkeitsverläufe nach ACI und JSCE weitestgehend deckungsgleich sind. Ähnlich wie beim SCDP-Modell wird die Festigkeitsentwicklung jedoch gänzlich unterschätzt. Die berechneten Werten liegen kontinuierlich unterhalb des Medians der Daten. Lediglich im Zeitintervall zwischen zwei Stunden und einem Tag wird das 5 %-Quantil überschritten. Die anderen Modelle überschätzen die

Festigkeit nach einem Tag weit, hier bilden die Modelle ACI und JSCI die ausgewerteten Daten am besten ab.

Der Verlauf der Festigkeiten nach EC 2 beruht wie das Modell nach Schädlich auf dem Vorgehen des CEB-FIB Modells (1991). Die Festigkeiten des jungen Spritzbetons können mit diesem Ansatz nicht ausreichend abgebildet werden. Nach drei Stunden beschreibt dieser Ansatz die Daten aus den Versuchen und der Praxis am besten, die berechneten Werte liegen im Zeitintervall von drei Stunden bis zu 1,5 Tagen auf den Werten des Medians der Daten.

Anhand der Datenauswertung wird deutlich, dass kein Modell die Festigkeitsentwicklung des Spritzbetons abbilden kann. Zu Beginn vernachlässigen die meisten Modelle die Frühfestigkeit. Meschke berücksichtigt diese zwar, aber er überschätzt sie etwas. Im weiteren Verlauf nähern sich die Modelle den Daten an, doch gerade nach einem Tag ergibt sich eine Diskrepanz zwischen mathematischen Modellen und ausgewerteten Daten. Die Unterschätzung der Endfestigkeit durch die mathematischen Modelle erklärt sich durch die Berücksichtigung des charakteristischen Designwerts für die Betondruckfestigkeit f_{ck} .

Die drei Modelle von Meschke, Schädlich und das SCDP berücksichtigen jeweils unterschiedliche Werte für κ . Durch die Betrachtung des geringen Wertes liegt der Verlauf der Festigkeiten nach dem SCDP-Modell weit unterhalb des Medians der Daten. Um den Einfluss dieses Verhältnisses zu demonstrieren, werden die zeitabhängigen Modelle mit $\kappa_M = 0,489$ nach Meschke et al. (1996) berechnet. Die beispielhaften Verläufe sind in Abbildung 57 dargestellt.

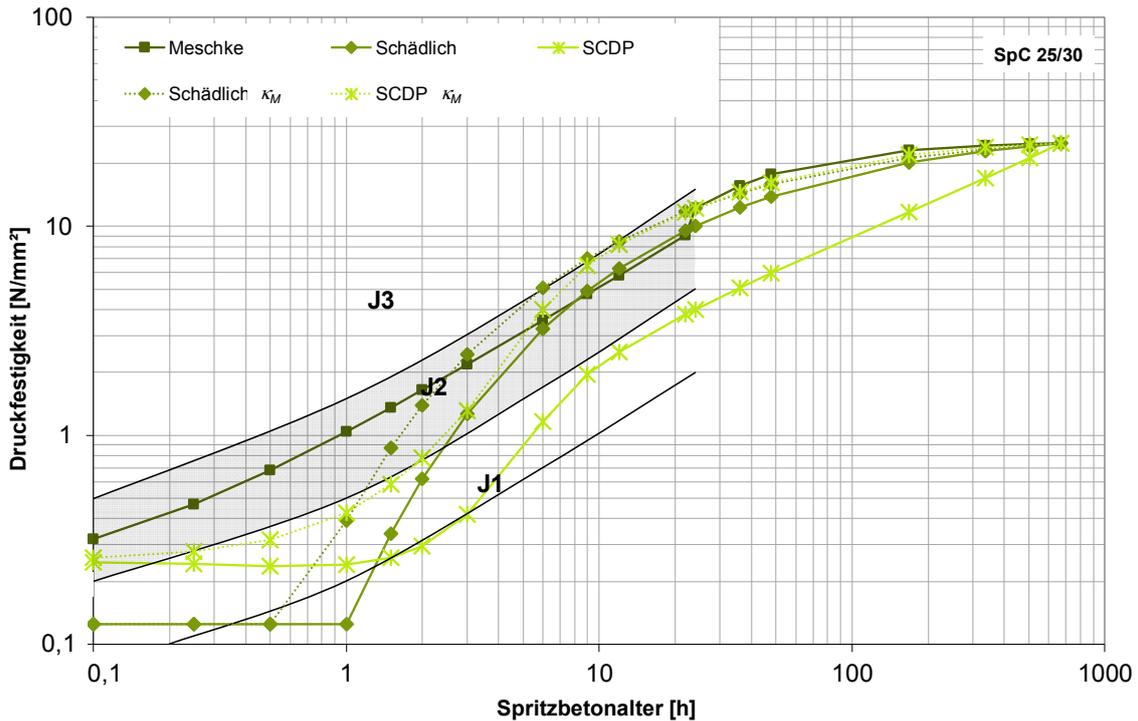


Abbildung 57: Zeitabhängiger Verlauf der Spritzbetondruckfestigkeit für einen Spritzbeton der Festigkeitsklasse SpC 25/30 nach den vorgestellten Modellen mit einheitlichem $\kappa = 0,489$ nach Meschke et al. (1996)

Der Einfluss des Verhältniswertes κ ist deutlich zu erkennen, sowohl das SCDP-Modell als auch das Modell nach Schädlich unterscheiden sich in ihren Verläufen. Durch die Festlegung auf einen κ -Wert wird deutlich, dass die beiden Modelle etwa ab der zehnten Stunde deckungsgleich verlaufen. Das SCDP-Modell weist nach sechs Stunden eine viel höhere Festigkeitsentwicklung auf, die sich am oberen Rand des J2-Bereichs orientiert. Die Frühfestigkeit beim Schädlich-Modell ist zu Beginn größer, im weiteren Verlauf wird der Einfluss des Verhältnisfaktors geringer. Die Neuberechnung mit einem einheitlichen Wertes für κ zeigt, dass für eine valide Beurteilung der Modelle ein einheitlicher und sinnvoller Verhältnisfaktor gefunden werden sollte. In Kapitel 5.2.5 wird anhand der ausgewerteten Daten ein Verhältnisfaktor $\bar{\kappa}$ ermittelt.

5.2.4 Empirisches Prognosemodell für Spritzbetonfestigkeiten

Generell zeigt die Gegenüberstellung der mathematischen Modelle mit den Daten, dass die zeitabhängige Festigkeitsentwicklung durch die Modelle nicht zufriedenstellend abgebildet werden kann. Da die in Kapitel 5.2.1 generierte Datengrundlage eine statistisch verwertbare Größe darstellt, wird anhand der Auswertung ein empirisches Prognosemodell für Spritzbetonfestigkeiten entwickelt.

Mithilfe einer Kurvenanpassung wird eine Modellfunktion den Datenpunkten bestmöglich ermittelt. Für den Median sowie die Konfidenzintervalle von 5 % – 95 %, 10 % – 90 % und 25 % – 75 % wurden, jeweils für die äußeren Datenpunkte, Kurven erstellt. Beispielhaft ist die Kurvenanpassung für den Median in Abbildung 58 gezeigt; im Hintergrund sind die Daten als Boxplots mit der Box zwischen dem ersten und dritten Quartil dargestellt. In der Zeit von sechs Minuten bis zwei Tagen können die Datenpunkte über eine erweiterte Sigmoidfunktion (AL Sp-Asphalt, 2009) gut abgebildet werden. Nach zwei Tagen wird die Lage der Datenpunkte über eine Potenzfunktion beschrieben. Insgesamt besitzt die Funktion $n_c(t)$ mit einem Bestimmtheitsmaß von $R^2 = 0,9989$ eine sehr gute Anpassungsgüte. Die Kurvenanpassungen für die anderen Quantilwerte sind je genanntem Konfidenzintervall in Anhang A.2-3 abgebildet.

Die Druckfestigkeit des Spritzbetons kann zu jedem Zeitpunkt mithilfe von Formel 5-3

$$f_c(t) = n_c(t) \cdot f_c \quad \text{(Formel 5-3)}$$

mit:

$f_c(t)$ Druckfestigkeit in Abhängigkeit der Zeit [MPa]

$n_c(t)$ normierte Druckfestigkeit [-]

f_c charakteristische Zylinderdruckfestigkeit nach 28 Tagen [MPa]

berechnet werden.

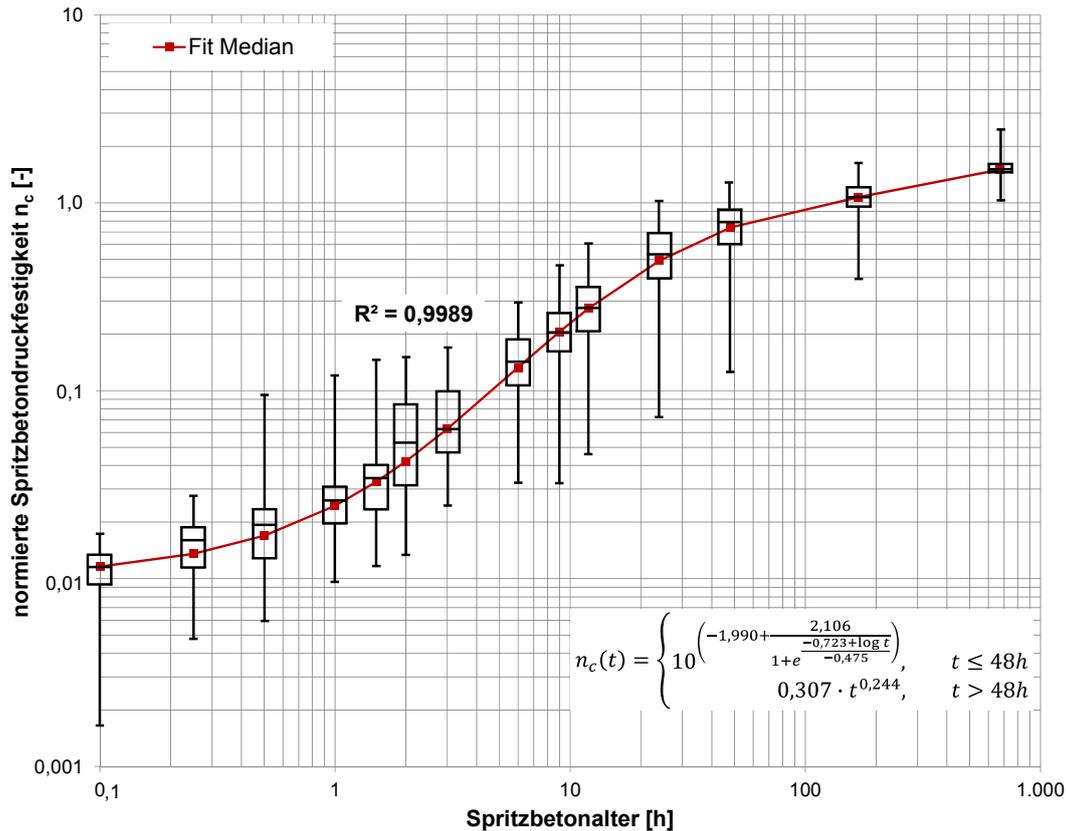


Abbildung 58: Näherungsfunktion für den Median den zeitlichen Verlauf der normierten Spritzbetondruckfestigkeit n_c

Die Bestimmung des zeitabhängigen Verlaufs der normierten Spritzbetondruckfestigkeit lässt sich mithilfe von Formel 5-4 für alle Quantilwerte abbilden.

$$n_c(t) = \begin{cases} 10^{\left(a + \frac{b}{1 + e^{\frac{-c + \log t}{d}}} \right)}, & t < 48h \\ f \cdot t^g, & t \geq 48h \end{cases} \quad (\text{Formel 5-4})$$

Der Parameter e beschreibt die Euler-Zahl, die Parameter zur Beschreibung der Kurven zu den jeweiligen Quantilwerten sind in Tabelle 7 dargestellt, außerdem ist das Bestimmtheitsmaß für die jeweilige Kurve angegeben.

Tabelle 7: Parameter zur Anpassung der mathematischen Modellfunktion auf die Datenpunkte

	Quantilwerte						
	5%	10%	25%	Median	75%	90%	95%
a	-2,685	-2,414	-2,100	-1,990	-1,931	-1,931	-2,015
b	3,752	3,791	2,252	2,106	2,097	2,271	2,468
c	1,300	1,561	0,826	0,723	0,665	0,634	0,578
d	-0,972	-0,949	-0,532	-0,475	-0,483	-0,574	-0,693
f	0,057	0,069	0,165	0,307	0,415	0,479	0,381
g	0,486	0,462	0,335	0,244	0,209	0,212	0,273
R ²	0,9971	0,9985	0,9993	0,9989	0,9975	0,9949	0,9922

Das Prognosemodell zur Bestimmung der normierten Druckfestigkeit ist in Abbildung 59 dargestellt. Die Kurven beschreiben die jeweiligen Quantile der ausgewerteten Daten zur Entwicklung der normierten Spritzbetonfestigkeit $n_c(t)$.

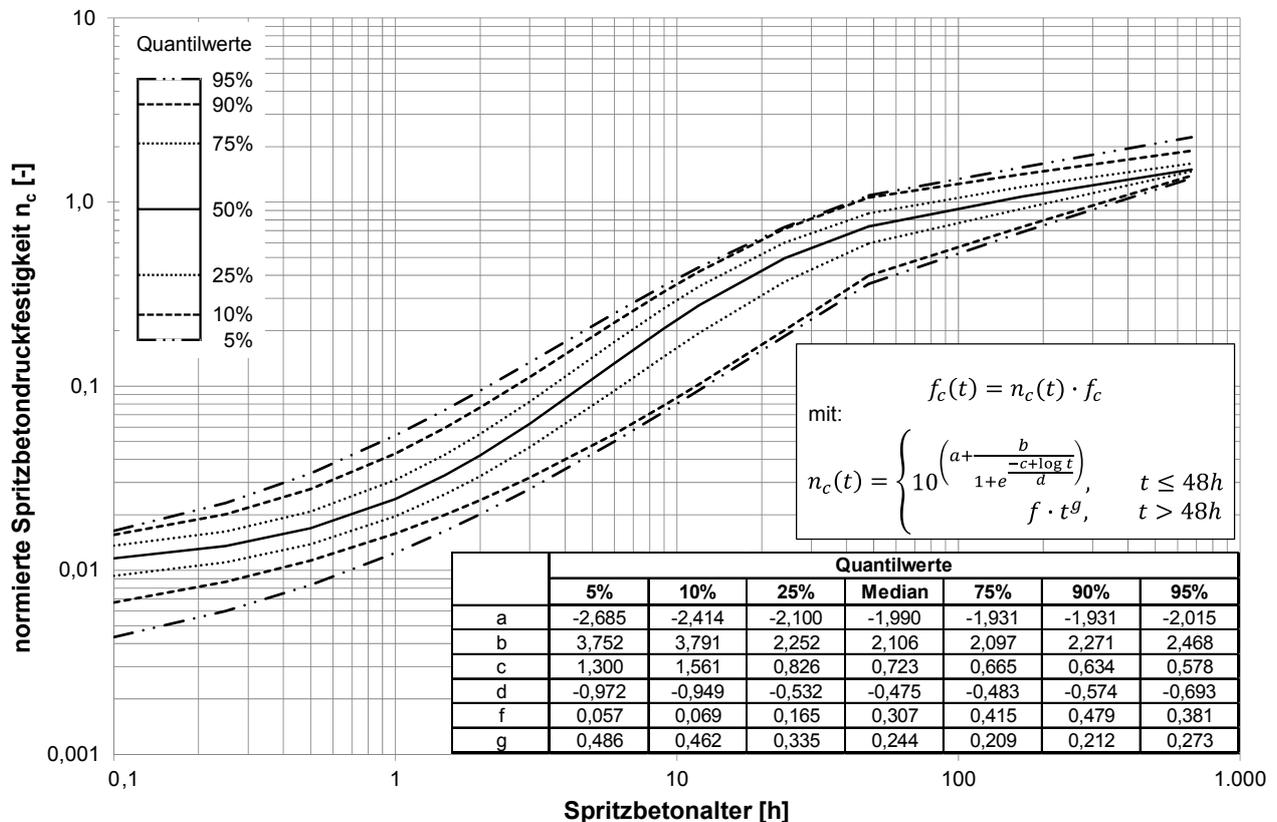


Abbildung 59: Empirisches Prognosemodell für Spritzbetonfestigkeiten

Das auf einer empirischen Analyse beruhende Prognosemodell für Spritzbetonfestigkeiten bietet den Vorteil, dass die Festigkeitsentwicklungen nicht nur über eine mittlere Funktion prognostiziert werden können. Das Prognosemodell bietet zusätzlich die Möglichkeit, risikobasiert zu urteilen. Bei einer konservativen Annahme können die Verläufe in den Konfidenzintervallen unter 50 % gewählt werden. Soll die Spritzbetonrezeptur so ausgelegt werden, dass mit einer schnellen und hohen Festigkeitssteigerung zu rechnen ist, besteht die Möglichkeit, die Kurven zu nutzen, die im Bereich der oberen 50 % liegen.

5.2.5 Gegenüberstellung des empirischen Prognosemodells und der mathematischen Ansätze

Die Modelle nach Meschke et al. (1996), Schädlich & Schweiger (2014) und Neuner et al. (2017a) benötigen eine Aussage zum Verhältnis der Druckfestigkeit des Spritzbetons nach einem und nach 28 Tagen ($\kappa = f_{c,1}/f_{c,28}$). Der Verhältniswert κ soll bestenfalls durch Vorversuche bestimmt werden. Kann dies nicht erfolgen, finden sich in der Literatur unterschiedliche Angaben die von $\kappa \geq 0,16$ (Neuner et al., 2017a) bis hin zu $\kappa = 0,489$ (Thomas, 2009:

109-159) reichen. Für eine erste Gegenüberstellung der mathematischen Modelle mit dem empirischen Prognosemodell sind in Abbildung 60 die berechneten Datenpunkte in das Prognosemodell eingefügt. Die Modelle, welche κ berücksichtigen, sind mit dem Wert für κ berechnet, der in den jeweiligen Modellen vorgeschlagen wird.

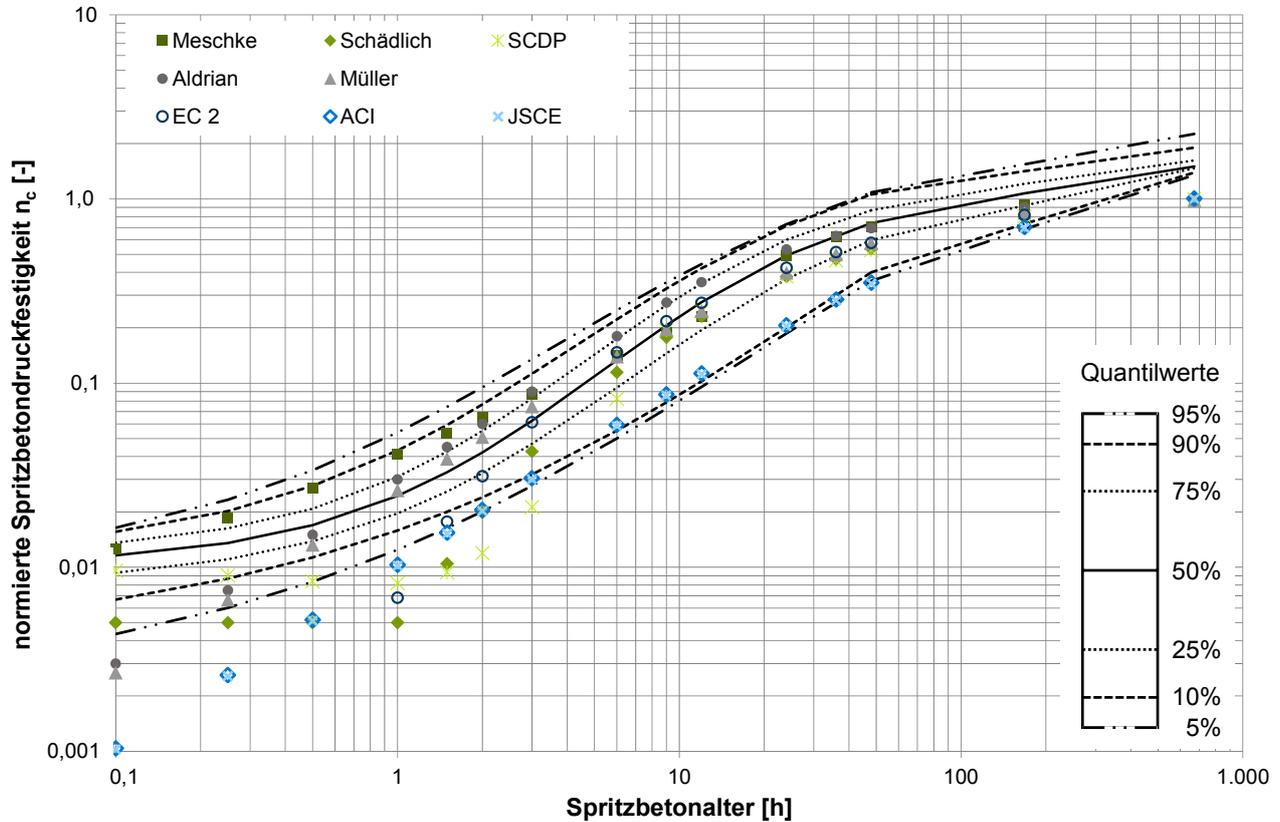


Abbildung 60: Normierte Spritzbetonfestigkeiten nach Modellen aus der Literatur, integriert in empirisches Prognosemodell

Wie schon in der Gegenüberstellung der mathematischen Modelle mit den ausgewerteten Daten zeigt sich auch hier, dass kein Modell den gesamten Verlauf der Festigkeit abbilden kann.

Da die empfohlene Größe von κ je nach Modell variiert, wird aus den 44 Datensätzen, die einen Messwert von $f_{c,1}$ und von $f_{c,28}$ aufweisen, das Verhältnis $\bar{\kappa}$ bestimmt und ein Mittelwert daraus gebildet, der zur besseren Vergleichbarkeit der drei mathematischen Modelle geeignet sein soll.

In Abbildung 61 sind die Werte als Balkendiagramm der Größe nach sortiert dargestellt. Die blaue Linie beschreibt über den Median den Mittelwert des Verhältnisses $\bar{\kappa}$. Die grünen Linien stellen das Konfidenzintervall zwischen 25 % und 75 % dar, in welchem sich 50 % der Daten befinden. Generell ist die Streuung der Daten mit einem Variationskoeffizienten von $v = 0,468$ auch hier groß ($\bar{\kappa}_{max} = 0,685$, $\bar{\kappa}_{min} = 0,048$), jedoch ist der Quartilsdispersionskoeffizient, der die Streuung im Konfidenzintervall von 25 % - 75 % der Daten beschreibt, mit

$p = 0,417$ geringer. Die Streuung der mittleren 50 % der Daten ist dementsprechend geringer als die generelle Streuung des Datensatzes.

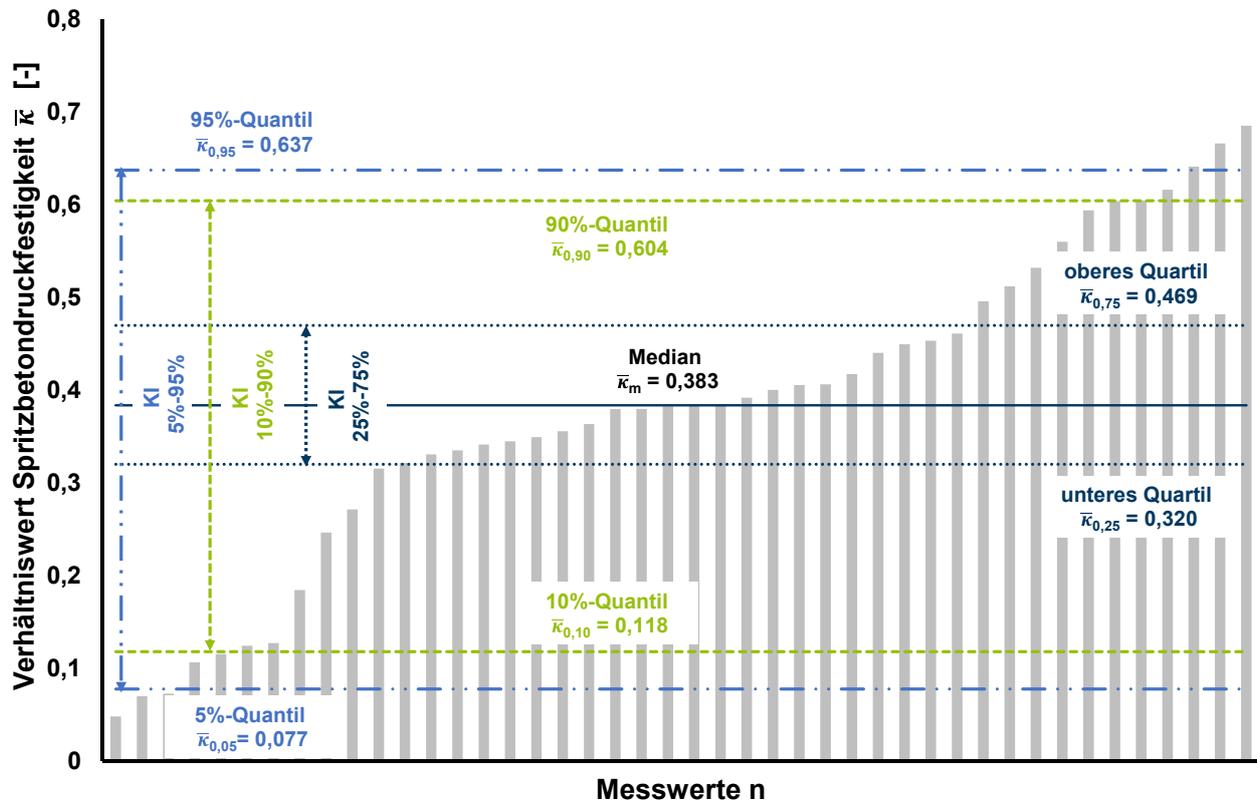


Abbildung 61: Median, Quantile (5 %, 10 %, 25 %, 75 %, 90 % und 95 %) sowie Konfidenzintervalle (KI) des Verhältnisses $\bar{\kappa}$, ermittelt an 44 Messwerten

Um den Einfluss aus dem Verhältnis zwischen $f_{c,1}$ und $f_{c,28}$ zu berücksichtigen, wird für die Modelle, die mit κ rechnen, nicht ausschließlich $\bar{\kappa}_m = 0,383$ einbezogen. Für die Gegenüberstellung der drei Modelle mit dem empirischen Prognosemodell wird jeweils ein auf dem Konfidenzintervall zwischen dem 25 %- und dem 75 %-Quantil ($\bar{\kappa}_{0,25} = 0,320$, $\bar{\kappa}_{0,75} = 0,469$) beruhender Bereich für die zeitabhängige Festigkeitsentwicklung berechnet (Abbildung 62). So kann die Streuung der Daten, die auch bei der Berechnung von $\bar{\kappa}$ relativ groß ist, berücksichtigt werden.

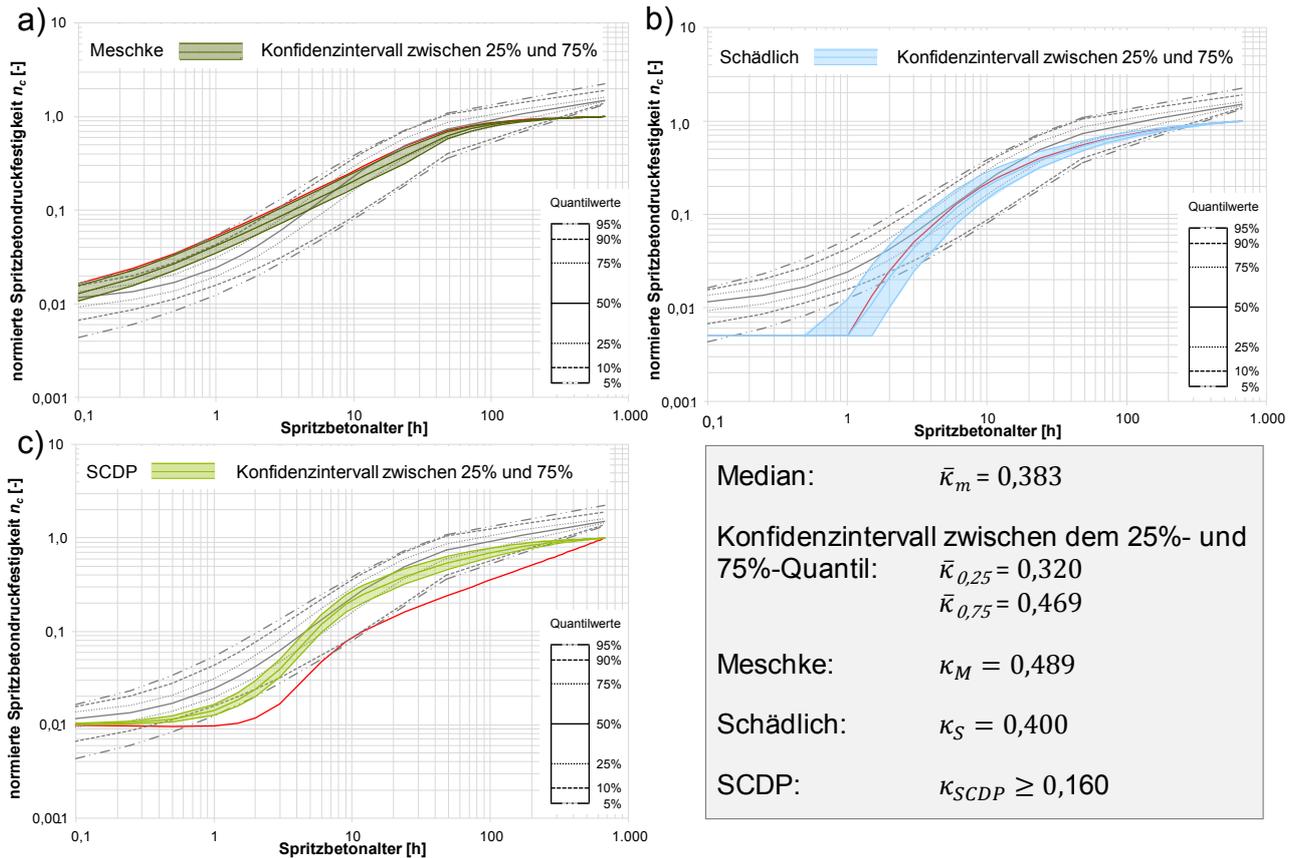


Abbildung 62: Empirisches Prognosemodell zur Ermittlung von Spritzbetonfestigkeiten im Vergleich zu den Verläufen der mathematischen Modelle mit dem Konfidenzintervall zwischen 25 % und 75 % für den empirisch bestimmten $\bar{\kappa}$ -Wert sowie den ursprünglichen κ -Wert (rote Kurve); (a) Modell nach Meschke; (b) Modell nach Schädlich und (c) SCDP-Modell

Die Darstellung der Kurven mit den Konfidenzintervallen für $\bar{\kappa}$ zeigt, dass das Verhältnis Einfluss auf die Entwicklung der Festigkeit hat. Das Modell nach Meschke nähert sich mit einem geringeren $\bar{\kappa}$ an den Verlauf der ausgewerteten Daten an. Der Verlauf des Modells nach Schädlich beginnt mit einer konstanten normierten Festigkeit von 0,005; je nach Größe von $\bar{\kappa}$ wird diese nach etwa einer Stunde mit der Ansatzfunktion überschritten und eine Festigkeitssteigerung setzt ein. Etwa nach vier Stunden nähert sich der Verlauf dem Verlauf der ausgewerteten Daten an. Da der von Schädlich & Schweiger (2014) vorgeschlagene Wert für κ nahe dem Wert des Medians der ausgewerteten Daten ist, unterscheidet sich der neu berechnete Verlauf kaum vom ursprünglichen Verlauf. Der Verlauf des SCDP-Modells mit dem empirisch bestimmten Wert $\bar{\kappa}$ zeigt sehr deutlich, dass eine Unterschätzung der Spritzbetonfestigkeit nach einem Tag zu einer gesamten Unterschätzung der Spritzbetonentwicklung führt. Mit einem erhöhten Wert für $\bar{\kappa}$ nähert sich der Verlauf der Festigkeitsentwicklung der ausgewerteten Daten an und kann diesen im Vergleich zu den andern Modellen bestmöglich abbilden.

Die Bandbreite der mit $\bar{\kappa}_{0,25} - \bar{\kappa}_{0,75}$ berechneten Festigkeitsverläufe zeigt, wie groß der Einfluss des Verhältnisfaktors κ generell ist. Bei dem Modell nach Meschke und dem SCDP-Modell ist der Einfluss geringer als bei dem Modell nach Schädlich, da die Differenz zwischen dem Wert, berechnet aus dem ersten und dem dritten Quartil, größer ist.

5.2.6 Diskussion

Kein bestehendes mathematisches Modell hat den statistisch ermittelten Verlauf der zeitabhängigen Festigkeitsentwicklung genau abbilden können. Teilweise passen die Modelle zu verschiedenen Zeitintervallen sehr gut, zu anderen hingegen gar nicht. Wird bei dem SCDP-Modell der Verhältniswert $\bar{\kappa}$ auf Grundlage der Datenauswertung angepasst, ist dieses Modell in der Lage, die Festigkeitsentwicklung zufriedenstellend abzubilden, ohne sie dabei zu überschätzen.

Das empirische Prognosemodell zur Ermittlung zeitabhängiger Spritzbetonfestigkeitsverläufe ist ein Anfang, das zeitabhängige Materialverhalten von Spritzbeton auf einer statistischen Grundlage abzubilden. Der Vorteil dieses Modells ist, dass sich die Verläufe je nach Spritzbeton klassifizieren lassen, indem zusätzlich Kurven für Quantilwerte angegeben sind. Das Modell kann jederzeit um weitere Daten ergänzt und die sich daraus ergebenden Funktionen angepasst werden. Das neu entwickelte empirische Prognosemodell basiert auf der derzeit vorliegenden Datengrundlage und kann kontinuierlich weiterentwickelt werden.

Das Prognosemodell beruht auf Datensätzen aus Versuchen und Praxisprojekten mit folgende Randbedingungen:

- Spritzbetone im Nassspritzverfahren
- Festigkeitsentwicklungen hauptsächlich im Bereich J2
- Anwendungsgebiet Europa, möglichst alpiner Raum

Trockenspritzbetone weisen eine divergente Entwicklung der Druckfestigkeit auf; die Endfestigkeit ist aufgrund einer geringeren Beschleunigerdosierung meist höher. Beruht die Rezeptur auf Spritzbetonen mit Festigkeitsentwicklungen im J1- oder J3-Bereich, ist die Frühfestigkeit im Mittel kleiner bzw. größer als die durch das Modell für den J2-Bereich prognostizierte Frühfestigkeit. Zement und Gesteinskörnung werden aus dem direkten Umfeld der Baustelle bezogen, aufgrund der geografischen Lage können sie sich dementsprechend stark in der Zusammensetzung unterscheiden und eine abweichende Festigkeitsentwicklung bewirken. Ebenso beeinflussen Temperaturdifferenzen bei der Lagerung der Mischungsbestandteile deren Wirkungsweise. Folglich eignet sich die Anwendung des Prognosemodells hauptsächlich für Projekte mit den vorgestellten Randbedingungen.

Weitere Untersuchungen müssen ebenso zur zeitlichen Entwicklung der Steifigkeit durchgeführt werden. Die Datengrundlage ist hier noch zu klein, um allgemeingültige Aussagen treffen zu können.

5.3 Untersuchung zeitabhängiger Materialeigenschaften von Spritzbeton

Im konventionellen Tunnelbau wird der Spritzbetonausbau bereits zu einem frühen Zeitpunkt belastet, daher ist die Berücksichtigung der Zeitabhängigkeit von Materialeigenschaften während der Bauausführung elementar. Steifigkeit und Festigkeit nehmen innerhalb der ersten Stunden nach dem Einbau stark zu, die Duktilität und die Kriecheffekte in der Schale nehmen hingegen ab. Überschreitet die Belastung die maximale Festigkeit, zeigt der Spritzbeton plastisches Verhalten: nach Überschreitung der Dehnung bei maximaler Festigkeit tritt Entfestigung ein. (Saurer et al., 2014)

In der Literatur finden sich kaum valide Daten zur zeitabhängigen Materialentwicklung von jungem Spritzbeton bis zu einem Alter von 28 Tagen. Daher wird in diesem Kapitel ein Spritzbetonversuch zur Bestimmung der zeitabhängigen Materialeigenschaften an einer Referenzrezeptur durchgeführt, um diese Daten als Eingangswerte für die Rechenmodelle in Kapitel 6, 7 und 8 zu nutzen.

5.3.1 Konzeption der Untersuchungen

Die Herstellung der Spritzbetonschale wird von vielen Faktoren beeinflusst. Einerseits ist das Materialverhalten des Spritzbetons geprägt von Inhomogenität und Nichtlinearität, andererseits bestimmt die Bauverfahrenstechnik maßgeblich die erfolgreiche Applikation des Spritzbetons. So können Dosier-, Misch-, Förder- und Düsensysteme maßgeblich die Qualität des Spritzbetons beeinflussen. Weiterhin sollte der Probekörper so konstruiert sein, dass Beeinträchtigungen des homogenen Betongefüges durch Rückprall ausgeschlossen werden (Galler et al., 2009). Diese Randbedingungen finden Berücksichtigung, indem die Herstellung des Probekörpers in einem großmaßstäblichen Versuchsstand durchgeführt wird. Durch die definierten und konstanten Randbedingungen können negative verfahrenstechnische Einflussfaktoren auf die Qualität des Spritzbetons minimiert werden.

Abbildung 63 zeigt die Versuchsmatrix, in der die Untersuchungen des Spritzbetons (SpB Ia-SpB IV) sowie das jeweilige Prüfalter dargestellt sind. Weiterhin gibt die Matrix einen Überblick über die Randbedingungen der Versuche.

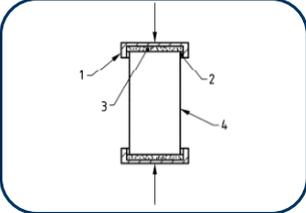
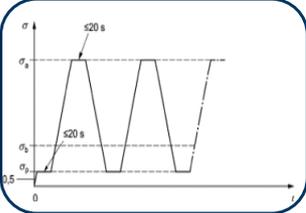
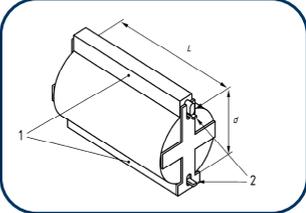
Untersuchungen	Durchführung der Untersuchungen	Norm Alter der Prüfkörper	Randbedingungen der Untersuchungen
SpB Ia – Bestimmung der Druckfestigkeit von jungem Spritzbeton		DIN EN 14488-2 6min – 1d	Eindringnadel 0,2 – 1,2 MPa Treibbolzen 3 – 16 MPa
SpB Ib – Bestimmung der Druckfestigkeit		DIN EN 12390-3 2d, 4d, 7d, 14d, 18d, 21d, 28d	Zentrische Belastung bis zur Bruchlast $f_c = \frac{F}{A_c}$
SpB II – Bestimmung des E-Moduls unter Druckbeanspruchung		DIN EN 12390-13 2d, 7d, 14d, 21d, 28d	Ermittlung des Sekantenmoduls nach drei Belastungsstufen $E_{c,s} = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon_s} = \frac{\sigma_a^m - \sigma_b^m}{\varepsilon_{a,3} - \varepsilon_{p,2}}$
SpB III – Bestimmung der Spaltzugfestigkeit		DIN EN 12390-6 2d, 7d, 14d, 21d, 28d	Orthogonale Zugkraft verursacht Bruch durch Zugspannung $f_{ct} = \frac{2 \cdot F}{\pi \cdot L \cdot d}$
SpB IV – Bestimmung der Kriechverformung		Langzeitanlage MU Leoben 2d – 28d	Belastung je Messstand MS 1: 50% $f_{c,2d} = 11,0$ MPa MS 2: 45% $f_{c,2d} = 9,9$ MPa MS 3: 40% $f_{c,2d} = 8,8$ MPa MS 4: 35% $f_{c,2d} = 7,7$ MPa MS 5: 30% $f_{c,2d} = 6,6$ MPa

Abbildung 63: Versuchsmatrix; Übersicht und Randbedingungen der Untersuchungen

Die für die Versuche gewählte Betonrezeptur sollte eine durchschnittliche Spritzbetonrezeptur darstellen, um eine Vergleichbarkeit zu anderen Projekten zu ermöglichen. Die Rezepturen werden in der Praxis auf die jeweiligen Randbedingungen vor Ort abgestimmt und sind somit bei jedem Tunnelbauprojekt einmalig. Ziel für die Versuchsreihe ist es durch Nutzung gängiger Ausgangsstoffe und üblicher anteilmäßiger Verteilungen eine durchschnittliche Rezeptur zu entwickeln, welche in Tabelle 8 dargestellt ist.

Tabelle 8: Betonrezeptur der Versuchsmischung

Rezeptur J2-Nassspritzbeton			
Sand 0/2		906	kg/m ³
Kies 2/8		741	kg/m ³
Zement	CEM I 42,5 R	420	kg/m ³
Wasser		200	kg/m ³
Fließmittel	BV PowerFlow 2236	1,75	kg/m ³
Verzögerer	Centrament Retard 361	1,5	kg/m ³
Beschleuniger	MasterRoc SA 193	8,0	M.-%

Die Gesteinskörnung bildet das Gerüst in der Spritzbetonmatrix, gleichzeitig wirkt sie als Füllstoff in der Rezeptur. Laut Höfler et al. (2012: 15-34) soll das Volumen zu ca. 75 % aus den Komponenten Sand und Kies bestehen. In Deutschland werden Spritzbetone typischerweise mit einem Verhältnis zwischen Sand und Kies von 55:45 bis 50:50 eingesetzt (Kirsten, 2015). Demnach wurden für die Versuchsrezeptur ein Volumen der Komponenten Sand und Kies von 74 % und ein Verhältnis von 55:45 gewählt. Aus verfahrenstechnischen Gründen ist ein Größtkorn von 8 mm Standard in einer Spritzbetonrezeptur, da so für den gesamten Prozess der Spritzbetonverarbeitung ein bestmögliches Ergebnis zu erzielen ist.

Der Zement in der Spritzbetonrezeptur verbindet die Gesteinskörnungen durch den Zementstein. Im nicht erhärteten Zustand dient der Zementleim als wichtigster Schmierfilm für die Förderung des Spritzbetons. Zemente sind hydraulisch abbindend und damit für die mechanischen Eigenschaften des erhärteten Betons wesentlich mitverantwortlich. Zemente für den Spritzbeton müssen in jedem Fall einen extrem raschen Erstarrungsbeginn und hohe Frühfestigkeiten ermöglichen. Der Zementanteil einer Spritzbetonrezeptur beträgt nach Höfler et al. (2012: 15-34) im Allgemeinen zwischen 300 – 450 kg/m³. Für die Versuchsrezeptur wurde ein Zementanteil von 420 kg/m³ gewählt.

Der maximale w/z-Wert einer Spritzbetonrezeptur ist mit 0,5 definiert, jedoch ermöglicht ein maximaler Wert unter 0,48 eine bessere Leistung und Qualität (Maidl, 1992: 128). Bei der Versuchsrezeptur wird der maximale w/z-Wert von 0,48 eingehalten.

Laut Thomas (2009: 13-14) ist der Einsatz von Fließmittel unverzichtbar, um ein pumpfähiges Bereitstellungsgemisch zu erhalten. In Voruntersuchungen wurde überprüft, dass Fließmittel und Erstarrungsbeschleuniger miteinander verträglich sind und keinen festigkeitsmindernden Einfluss auf die Spritzbetonqualität ausüben.

Der Abbindeverzögerer kommt in der Versuchsrezeptur zum Einsatz, da die Verarbeitungszeit des Betons so flexibel wie möglich gehalten werden sollte. (Melbye, 2005)

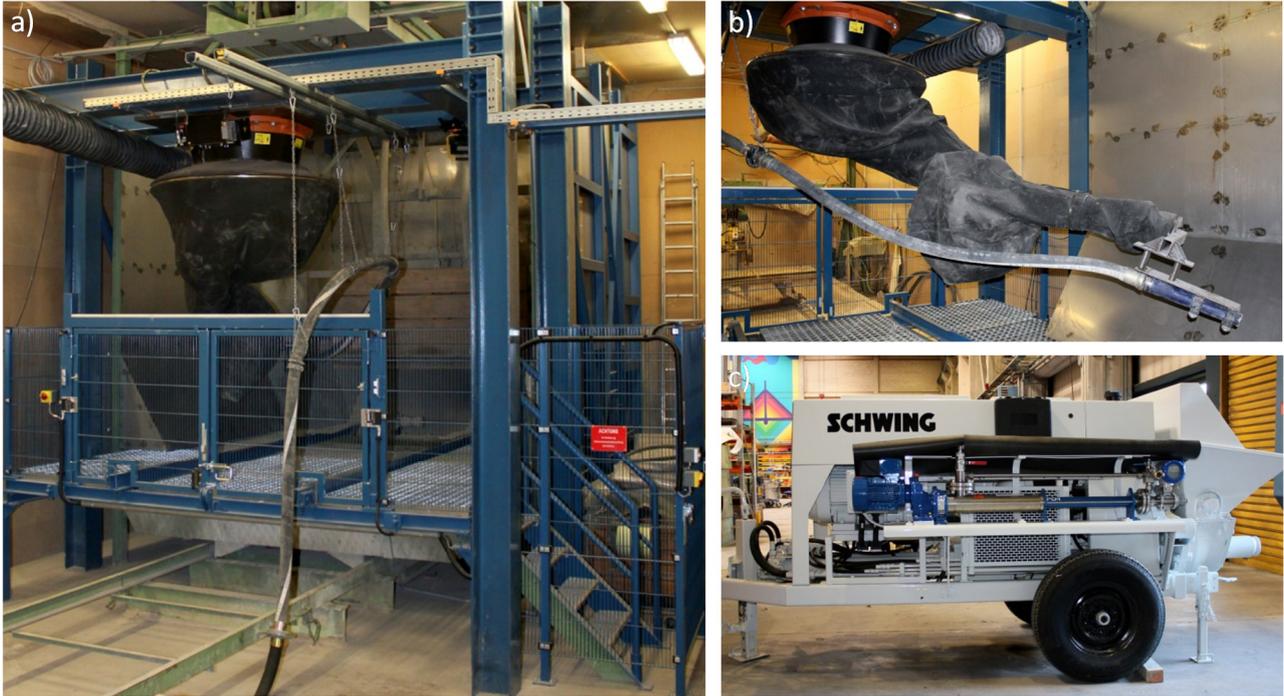


Abbildung 65: (a) Spritzbetonversuchsstand SCOTT; (b) Spritzbetonroboter in Startposition; (c) Spritzbetonpumpe mit BE-Mitteldosieranlage

Im Versuchsstand wurden anschließend Qualitätsuntersuchungen des jungen wie des erhärteten Spritzbetons durchgeführt.

5.3.3 Versuchsdurchführung

Die Versuchsdurchführung des Spritzbetonversuchs hat Einfluss auf die Eigenschaften des Probekörpers, daher wird diese im Folgenden kurz beschrieben. Des Weiteren werden die Untersuchungen zum zeitabhängigen Materialverhalten an den Spritzbetonproben erläutert.

Spritzbetonversuch zur Herstellung der Probekörper

Insgesamt wurden drei Paletten mit dem gleichen Bereitstellungsgemisch nacheinander hergestellt. Die erste Palette (P1) wurde am Folgetag zur Montanuniversität Leoben in Österreich transportiert, damit dort die Untersuchungen zum Kriechverhalten durchgeführt werden konnten. Die beiden anderen Paletten (P2 und P3) wurden an der Ruhr-Universität Bochum untersucht.

Der Beton wurde von dem Transportbetonwerk ELSKES in Recklinghausen nach den beschriebenen Anforderungen hergestellt und zur Versuchseinrichtung der Ruhr-Universität Bochum mittels Fahrmischer transportiert und dort, nach durchgeführter Konsistenzprüfung, in die Betonpumpe gefüllt. Von der Betonpumpe wurde der Beton im Dichtstromverfahren bis zur Mischeinheit gefördert. Unter Zugabe von Druckluft und Beschleuniger wurde der

Beton bis zur Spritzdüse gefördert und dort aus ca. 1,5 m Entfernung in kreisenden Bewegungen im 90°-Winkel auf die Spritzpalette aufgetragen. So entstand ein großformatiger Prüfkörper mit einer Schichtdicke zwischen 25 cm und 30 cm, sowie einer effektiven Länge von 2,20 m und einer effektiven Breite von 1,10 m. Durch die Nutzung eines großformatigen Prüfkörpers konnten homogene Bereiche hergestellt werden, bei denen eine Störung des Gefüges durch Rückprall keinen Einfluss hatte. Abbildung 66 zeigt auf der linken Seite die leere und auf der rechten Seite die gespritzte Palette P2.



Abbildung 66: (a) Spritzbetonpalette wird hergestellt und (b) gespritzte Palette

Nach Abschluss der Spritzbetonapplikation wurden an den Prüfkörpern die Frühfestigkeitsuntersuchungen durchgeführt. Die Palette wurde ca. 10 min nach Ende des Spritzvorgangs in eine waagerechte Position gebracht. In DIN EN 14487-2 (2007) wird eine Nachbehandlung des Spritzbetons gefordert. Die Spritzbetonpaletten wurden daher mit feuchten Jutetüchern und einer Kunststoffolie abgedeckt, die jeweils nur für die weitere Bestimmung der Frühfestigkeit und späterer Bohrkernentnahme entfernt wurde. So wurde durch die dauerhafte Sicherstellung eines feuchten Milieus ein Austrocknen des Betons verhindert. Zusätzlich konnte der Temperatureinfluss auf die Hydratation durch eine Lagerung in der Prüfhalle bei konstant etwa 20 °C eliminiert werden.

Für die Festbetonprüfungen wurden den Spritzbetonkörpern Bohrkern nach dem in Abbildung 67 dargestellten Bohrbildern entnommen. Die an den Bohrkernen durchgeführten Untersuchungen sind in der Abbildung durch Schraffuren gekennzeichnet. Die Entnahmestellen für die jeweiligen Prüfungen wurden versetzt angeordnet, um einen möglichen Messfehler durch lokale Schwachstellen im Spritzbetonkörper auszuschließen. Am Tag der jeweiligen Prüfung (farblich gekennzeichnet) wurden je Untersuchung drei Bohrkern (\varnothing 100 mm) mittels Nassbohren gewonnen. Darauf wurde aus dem mittleren Teil des Bohrkerns mittels Nasssägen und -schleifen ein Probekörper (Höhe/Durchmesser = 2,0) präpariert.

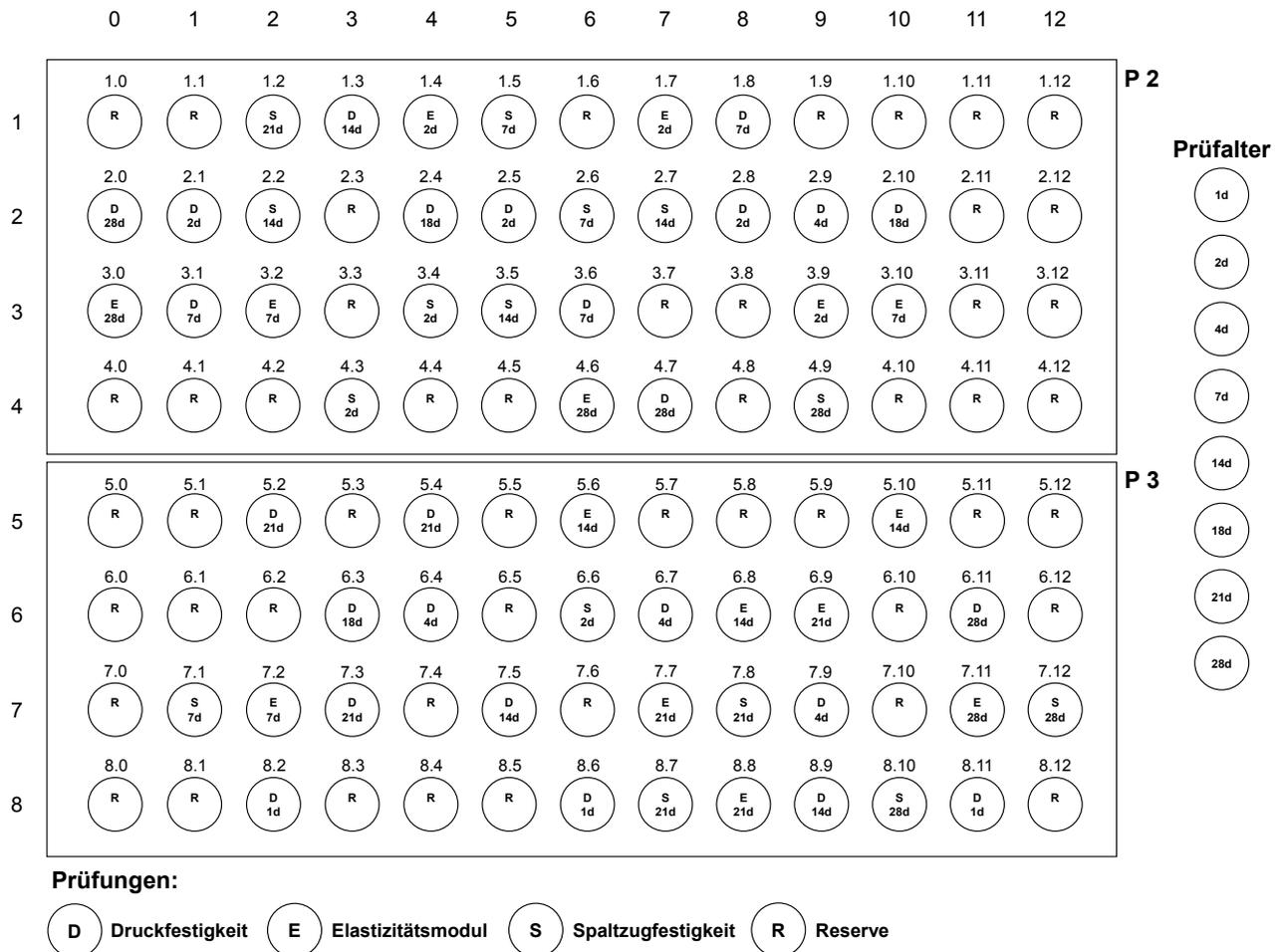


Abbildung 67: Bohrbild inklusive Prüfungen für die Paletten P1 und P2

Untersuchungen zum zeitabhängigen Materialverhalten

Wie in der Versuchsmatrix (Abbildung 63) dargestellt, wurden an den Bohrkernen aus den gespritzten Paletten Untersuchungen zum zeitabhängigen Materialverhalten durchgeführt. Das Vorgehen bei den Versuchen wird Folgenden kurz beschrieben.

SpB Ia – Bestimmung der Druckfestigkeit an jungem Spritzbeton

Die Entwicklung der Frühfestigkeit des Spritzbetons wurde entsprechend DIN EN 14488-2 (2006) mit den Verfahren A (Eindringnadel) und B (Treibbolzen) geprüft. Das Verfahren A wird bei einem Festigkeitsbereich des jungen Betons von 0,2 - 1,2 MPa angewendet, das Verfahren B kann einen Bereich von 3 - 16 MPa abdecken.

Bei Verfahren A wird mit einem Penetrometer (BFG-HS 1000 N) die Kraft gemessen, die benötigt wird, um eine Nadel (\varnothing 3 mm) 15 mm tief in den Spritzbeton einzudrücken. Das Messgerät zeigt über eine kalibrierte Feder die Widerstandskraft an, über die anschließend die Druckfestigkeit abgeschätzt werden kann. Je Versuchplatte wurden zehn Messwerte, deren Messorte gleichmäßig über die ganze Platte verteilt lagen, erfasst. Aus diesen Messwerten wurde anschließend das arithmetische Mittel gebildet.

Bei dem Verfahren B wird ein Bolzenschussgerät (Hilti DX 450-SCT) auf die Oberfläche des Betons gesetzt und ein Setzbolzen mit definierter Setzenergie in den Beton eingetrieben. Anschließend wird dieser unter Messung der notwendigen Kraft ausgezogen. Das Verhältnis von Ausziehungskraft zu Eindringtiefe wird als Prüfparameter herangezogen. (Hilti, 2011)

SpB Ib – Bestimmung der zeitabhängigen Entwicklung der Druckfestigkeit

Zu Bestimmung der Festigkeitsentwicklung wurde in einem engmaschigen Abstand von 2, 4, 7, 14, 18, 21 und 28 Tagen die Druckfestigkeit des Spritzbetons entsprechend DIN EN 12390-3 (2009) geprüft. Hierbei wurden die Probekörper bis zum Bruch belastet und dabei die erreichte Höchstlast aufgezeichnet, um die Druckfestigkeit des Betons zu berechnen.

SpB II – Bestimmung der zeitabhängigen Entwicklung des Elastizitätsmoduls unter Druckbeanspruchung

Der statische E-Modul wurde an Probekörpern im Alter von 2, 7, 14, 21 und 28 Tagen entsprechend DIN EN 12390-13 (2014) bestimmt. Hierbei wurden die Probekörper dreimal vorbelastet, um bleibende viskose oder verzögert elastische Verformungen zu eliminieren. Die anschließende obere Prüfspannung entsprach ca. $1/3 f_c$. Die zeitliche Abfolge ist in Abbildung 68 dargestellt. Aus dem Anstieg der Spannungs-Dehnungs-Kurve ließ sich der Sekantenmodul nach diesen drei Belastungszyklen ermitteln.

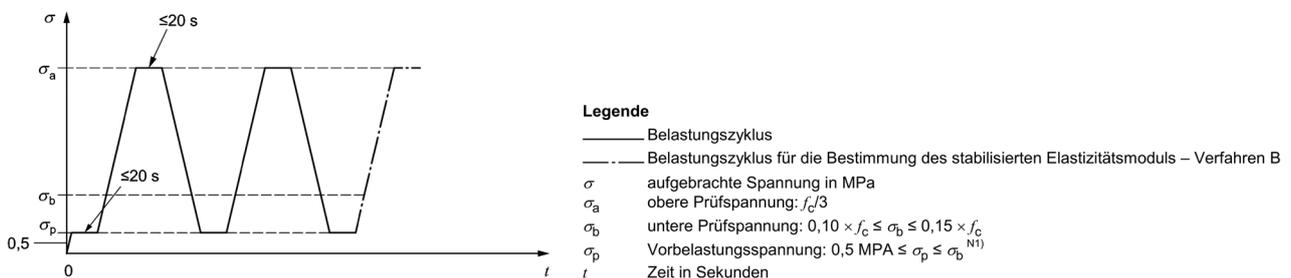


Abbildung 68: Prüfzyklus für die Bestimmung des stabilisierten Elastizitätsmoduls nach Verfahren B (DIN EN 12390-13, 2014)

SpB III – Bestimmung der zeitabhängigen Entwicklung der Zugfestigkeit mittels Spaltzugversuch

Die Bestimmung der Spaltzugfestigkeit erfolgte nach DIN EN 12390-6 (2010). Die Prüfungen wurden nach 2, 7, 14, 21 und 28 Tagen durchgeführt. Dazu wurde der zylindrische Probekörper einer Druckkraft ausgesetzt, welche durch zwei schmale Streifen entlang der gegenüberliegenden Längsachsen des Probekörpers aufgebracht wurde. Dadurch ergab sich eine orthogonale Zugkraft, die den Bruch des Probekörpers unter Zugspannung verursachte. Nach Malárics (2010: 69-70) kann über einen Verhältniswert $\alpha = 0,9$ die zentrische Zugfestigkeit aus der ermittelten Spaltzugfestigkeit bestimmt werden.

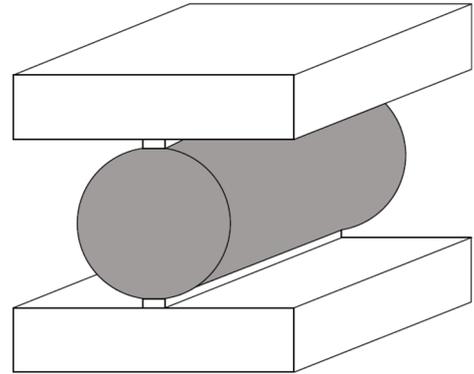


Abbildung 69: Zylindrischer Probekörper im Spaltzugversuch nach DIN EN 12390-6 (2010)

SpB IV – Bestimmung des Kriechverhaltens

Das Kriechverhalten der Spritzbetonprobekörper wurde an der Montanuniversität Leoben am Lehrstuhl für Subsurface Engineering untersucht. Dazu wurden fünf Probekörper in einer Langzeitanlage unter unveränderten Umgebungsbedingungen (Temperatur: 15 °C, relative Luftfeuchte: 65 %) im Alter von 2 bis 28 Tagen kontinuierlich belastet (Abbildung 70).



Abbildung 70: Eingebaute Bohrkerne ($b_{BK}/h_{BK} = 80 \text{ mm}/160 \text{ mm}$) in einaxialer Langzeitdruckprüfmaschine der Montanuniversität Leoben, Lehrstuhl für Subsurface Engineering bei einer Umgebungstemperatur von 15 °C und einer relativen Luftfeuchtigkeit von 65 % (Lehrstuhl für Subsurface Engineering)

Wie in Abbildung 70 rechts in der Vergrößerung gezeigt, wurden sowohl die Verformung in Umfangsrichtung als auch die axiale Stauchung gemessen. Die Umfangsverformung wurde mittig mit einem Wegaufnehmer gemessen, zur Bestimmung der Axialverkürzung war ein Wegaufnehmer am oberen und unteren Viertelpunkt befestigt.

Der Ausgangswert zur Ermittlung der erforderlichen Belastung war die im Alter von zwei Tagen direkt in Leoben geprüfte Druckfestigkeit. Im ersten Messstand wurde eine kontinuierliche Belastung von 50 % der Druckfestigkeit $f_{c,2d}$ angesetzt. In den weiteren Messständen wurde diese Belastung jeweils um 5 % verringert, wie in Abbildung 71 dargestellt. Ein Maximalwert der Belastung von 50 % der Spritzbetonfestigkeit wurde gewählt, um den Einfluss des nichtlinearen Kriechens berücksichtigen zu können. In der Literatur (Rokahr & Lux, 1987) wird ab einem Auslastungsgrad von 40 % nichtlineares Kriechverhalten prognostiziert.

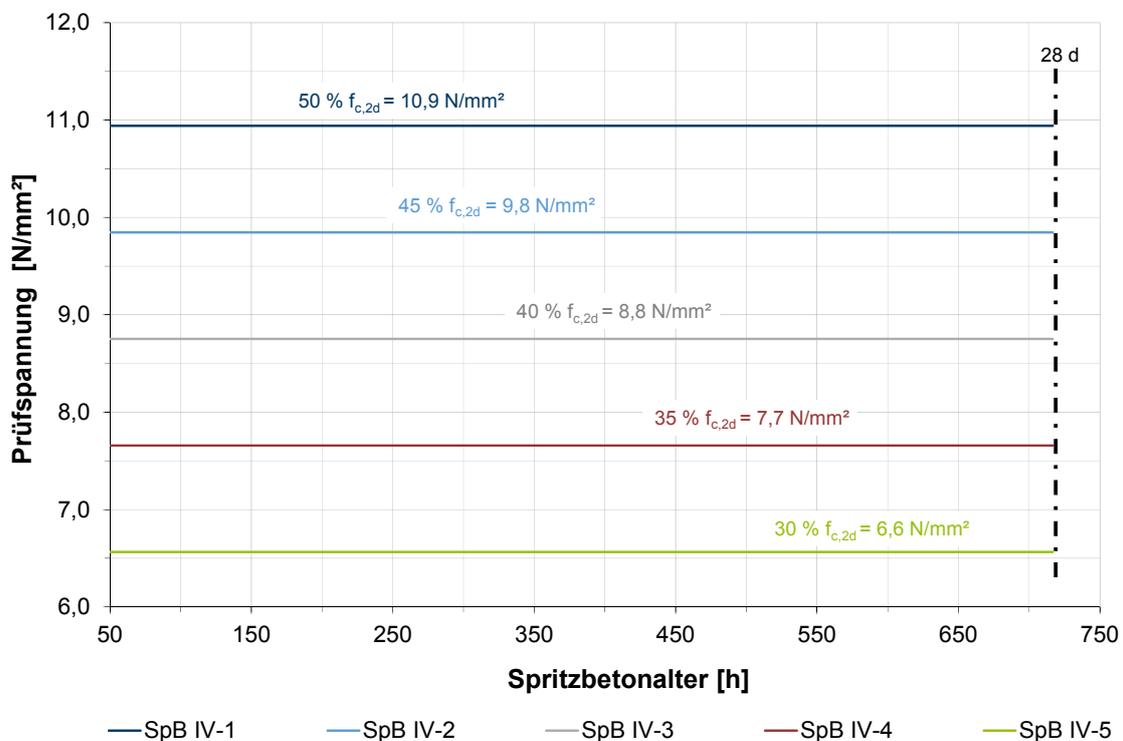


Abbildung 71: In Langzeitbelastungsanlage auf fünf Probekörper applizierte Belastung; Niveaus von 50 % $f_{c,2d}$ bis 30 % $f_{c,2d}$, jeweils abgemindert um 5 %

Die Belastung wurde – anders als bei Untersuchungen, die auf der Fließratenmethode basieren (Aldrian, 1991; Müller, 2001) oder einen Verformungsverlauf aus Praxisprojekten nachbilden wollen (Huber, 1991; Fischnaller, 1992) – konstant gehalten. Für die Validierung von Konstitutivgesetzen kann eine Belastung mit ansteigenden Laststufen vorteilhaft sein, für die Identifizierung von Kriechparametern ist sie jedoch von Nachteil. (Neuner et al., 2017a)

Die Palette P1 stammte aus der gleichen Untersuchungsserie stammte wie die Paletten P2 und P3, die an der Ruhr-Universität untersucht wurden. Trotzdem ergab sich in der Druckfestigkeit nach zwei Tagen mit $f_{c,2d} = 21,88 \text{ N/mm}^2$ eine Differenz. Diese Differenz muss auf den Transport bzw. die unterschiedliche Lagerung der Paletten zurückzuführen sein, da Rezeptur und Verfahrenstechnik unverändert geblieben sind.

5.3.4 Ergebnisdarstellung und Analyse der Daten

Die Ergebnisse der Untersuchungen zu den zeitabhängigen Materialeigenschaften von Spritzbeton werden nachfolgend vorgestellt und analysiert.

SpB Ia – Bestimmung der Druckfestigkeit an jungem Spritzbeton

Die Ergebnisse der Frühfestigkeitsuntersuchungen sind in einem doppellogarithmischen Diagramm aufgetragen (Abbildung 72). In den ersten 30 Minuten befindet sich die Frühfestigkeitsentwicklung im unteren Bereich der Klasse J2 (Kapitel 3.2.1); im weiteren Verlauf liegt die Festigkeitsentwicklung im mittleren Bereich. Damit entspricht der Spritzbeton den Anforderungen der ÖVBB Richtlinie Spritzbeton (2004), um bei rasch auftretenden Einwirkungen aus Gebirgsdruck oder nachdrängenden Lasten eingesetzt zu werden.

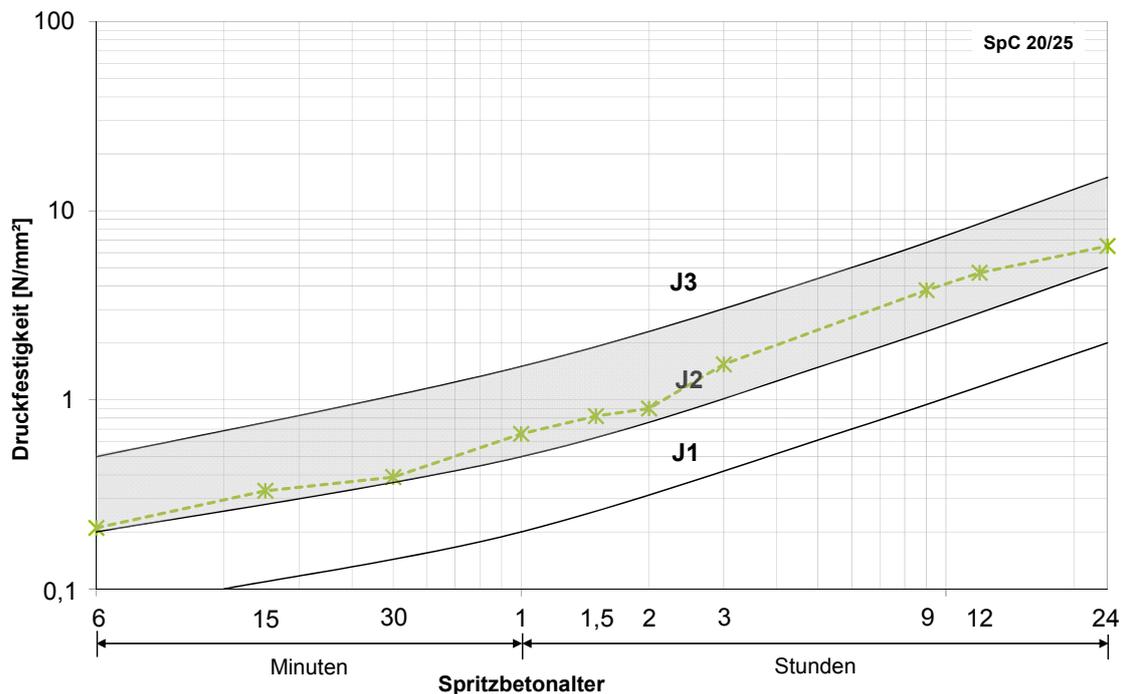


Abbildung 72: Zeitabhängige Frühfestigkeitsentwicklung des untersuchten Spritzbetons und Einteilung in die J-Klassen nach DIN EN 14487-1 (2006); doppellogarithmische Darstellung

SpB Ib – Bestimmung der zeitabhängigen Entwicklung der Druckfestigkeit

In Abbildung 73 ist die zeitliche Entwicklung der Druckfestigkeit bis zu 28 Tagen dargestellt. Die Frühfestigkeit ist in grün, die an Probekörpern geprüfte Druckfestigkeit in blau aufgetragen. Die Whisker markieren die Standardabweichung der drei geprüften Bohrkern, welche mit einem Maximalwert von $s_{28d} = 1,46 \text{ N/mm}^2$ nach 28 Tagen generell sehr gering sind. Bis zum Messwert an Tag 7 steigt die Festigkeit kontinuierlich an, nach 14 Tagen ist nur noch eine geringe Festigkeitszunahme zu verzeichnen.

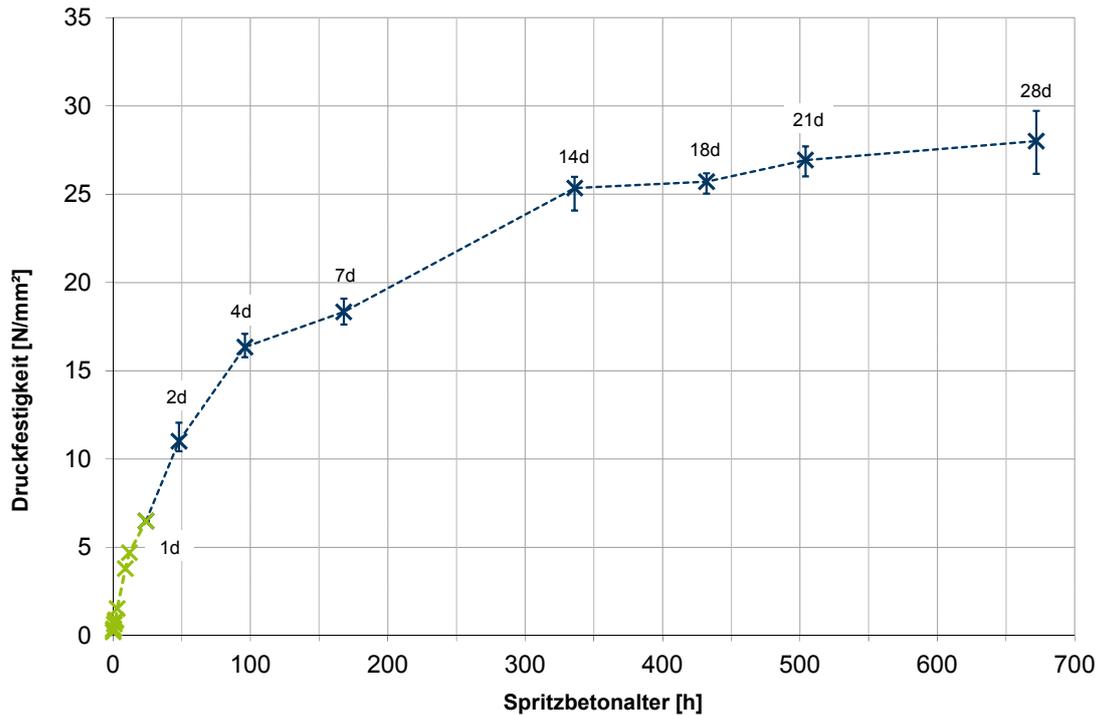


Abbildung 73: Zeitabhängige Entwicklung der Spritzbetondruckfestigkeit f_c ; grün: Frühfestigkeitsentwicklung und blau: an drei Probekörpern gemessener Mittelwert der Druckfestigkeit sowie Standardabweichung

Zur Beurteilung des Festigkeitsverlaufs der Versuchsserie werden die Druckfestigkeiten über die charakteristische Zylinderdruckfestigkeit $f_{ck} = 20 \text{ N/mm}^2$ normiert und in das in Kapitel 5.2.4 entwickelte Prognosemodell eingefügt (Abbildung 74). Der normierte Verlauf der Festigkeit befindet sich hauptsächlich zwischen dem 25 %- und dem 75 %-Quantil. Der Frühfestigkeitsverlauf liegt oberhalb des Medians, ab einem Alter von 20 Stunden bis etwa drei Tagen fällt der Verlauf leicht unterhalb das 25 %-Quantil. Die weiteren normierten Werte der gemessenen Druckfestigkeit liegen dann wieder unterhalb des Medians und oberhalb des 25 %-Quantils. Der Verlauf der Druckfestigkeit der Versuchsrezeptur spiegelt somit einen durchschnittlichen Festigkeitsverlauf eines aktuellen Spritzbetons wieder.

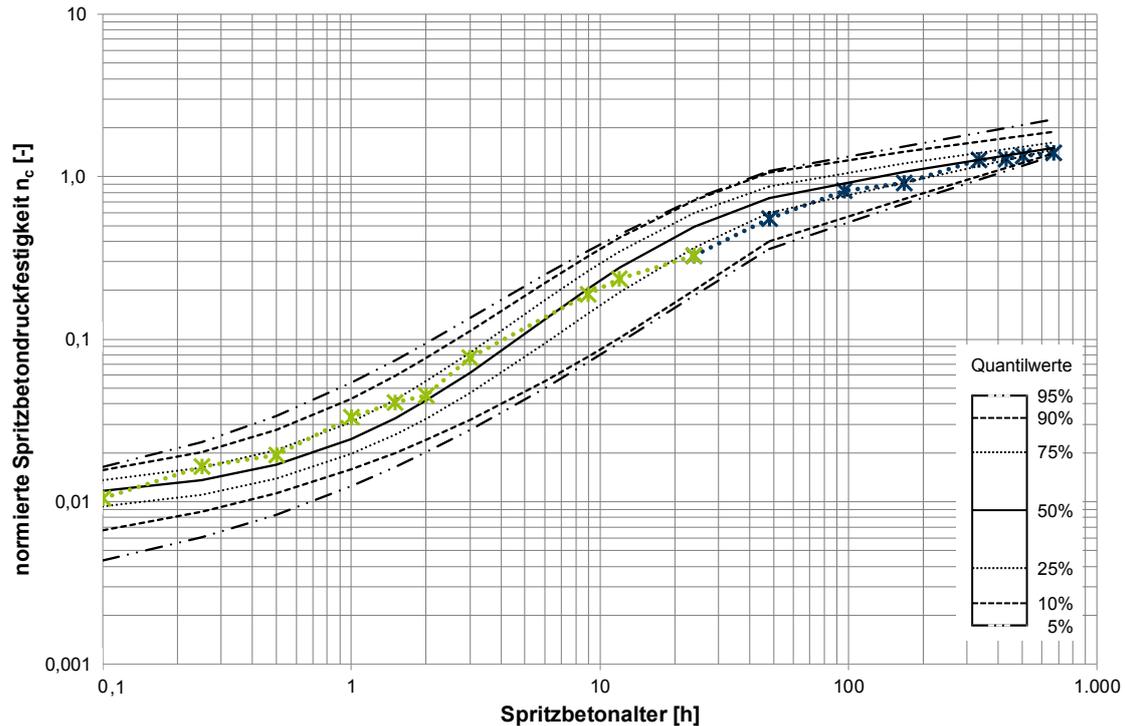


Abbildung 74: Mit Nennfestigkeit $f_{ck} = 20 \text{ N/mm}^2$ normierter Festigkeitsverlauf der Versuchsserie, vergleichend eingeordnet in den Verlauf des empirischen Prognosemodells für Spritzbetondruckfestigkeiten (Kapitel 5.2.4)

SpB II – Bestimmung der zeitabhängigen Entwicklung des Elastizitätsmoduls unter Druckbeanspruchung

Im Anschluss an die Bestimmung des E-Moduls wurde an dem jeweiligen Probekörper die Probe bis zum Bruch belastet und die Druckfestigkeit bestimmt. Die gemittelten Werte des E-Moduls sind in Abbildung 75 einschließlich der jeweiligen Standardabweichung s aus den drei Versuchen dargestellt. Im Gegensatz zur Entwicklung der Druckfestigkeit, die sich erst nach 14 Tagen einpendelt, nimmt die Zunahme der Steifigkeit bereits nach sieben Tagen ab und der Wert nach 14 Tagen gleicht fast dem Wert nach 28 Tagen. Die Standardabweichung der Proben ist nach zwei und 21 Tagen mit $s_{2d} = 2.379 \text{ N/mm}^2$ und $s_{21d} = 2.324 \text{ N/mm}^2$ am größten.

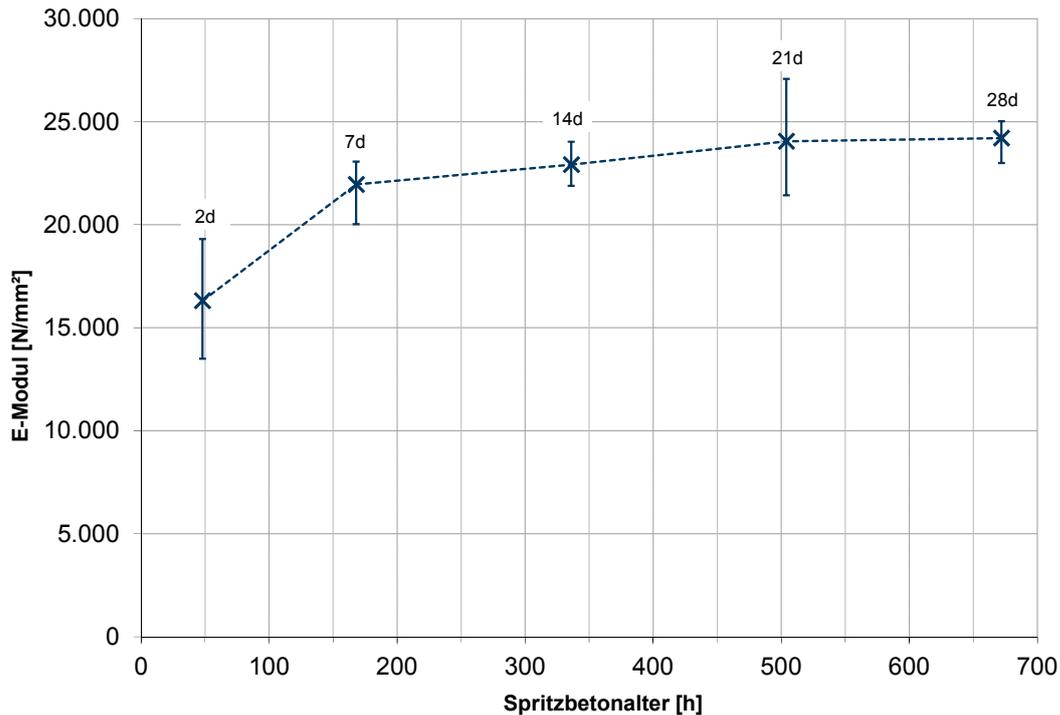


Abbildung 75: Zeitabhängige Entwicklung des E-Moduls E_c ; an drei Probekörpern gemessener Mittelwert der Steifigkeit sowie Standardabweichung

Wie in Kapitel 5.2.6 erwähnt, existiert bisher keine Datenbank zum zeitabhängigen Steifigkeitsverhalten von Spritzbetonen, wie sie für die Entwicklung der Druckfestigkeit in Kapitel 5.2.1 entwickelt wurde. Daher ist eine Gegenüberstellung der Verläufe nur qualitativ mit anderen publizierten Versuchsergebnissen möglich (Abbildung 76). Die Versuche von Müller (2001) entstammen einer Diplomarbeit, die das Kriechverhalten eines Trockenspritzbetons untersucht. Die Versuche von Neuner et al. (2017b) wurden mit einer aktuellen Nassspritzbetonrezeptur durchgeführt. Die Ergebnisse können nur qualitativ miteinander verglichen werden, um die Verläufe der zeitabhängigen Entwicklung der Steifigkeit zu beurteilen. Denn die Versuche beruhen nicht auf gleichen Ausgangsbedingungen und daher können die absoluten Werte nicht zu einem Vergleich herangezogen werden.

Neuner et al. (2017b) interpretieren aus ihren Ergebnissen, dass die Entwicklung der Steifigkeit bereits nach sieben Tagen abgeschlossen ist. Der Verlauf der Entwicklung des E-Moduls der Serie 3 von Müller (2001) gleicht jedoch der zeitlichen Entwicklung des E-Moduls der Versuchsserie. Die Versuchsergebnisse und die Daten von Müller (2001) zeigen daher, dass die Entwicklung des E-Moduls nicht schon nach sieben Tagen komplett abgeschlossen ist, sondern weiterhin eine leichte Zunahme der Steifigkeit stattfindet. Neuner et al. (2017b) haben zusätzlich nach einem und drei Tagen Prüfungen durchgeführt; hierbei zeigt sich deutlich der exponentielle Anstieg der Steifigkeitsentwicklung in den ersten Tagen.

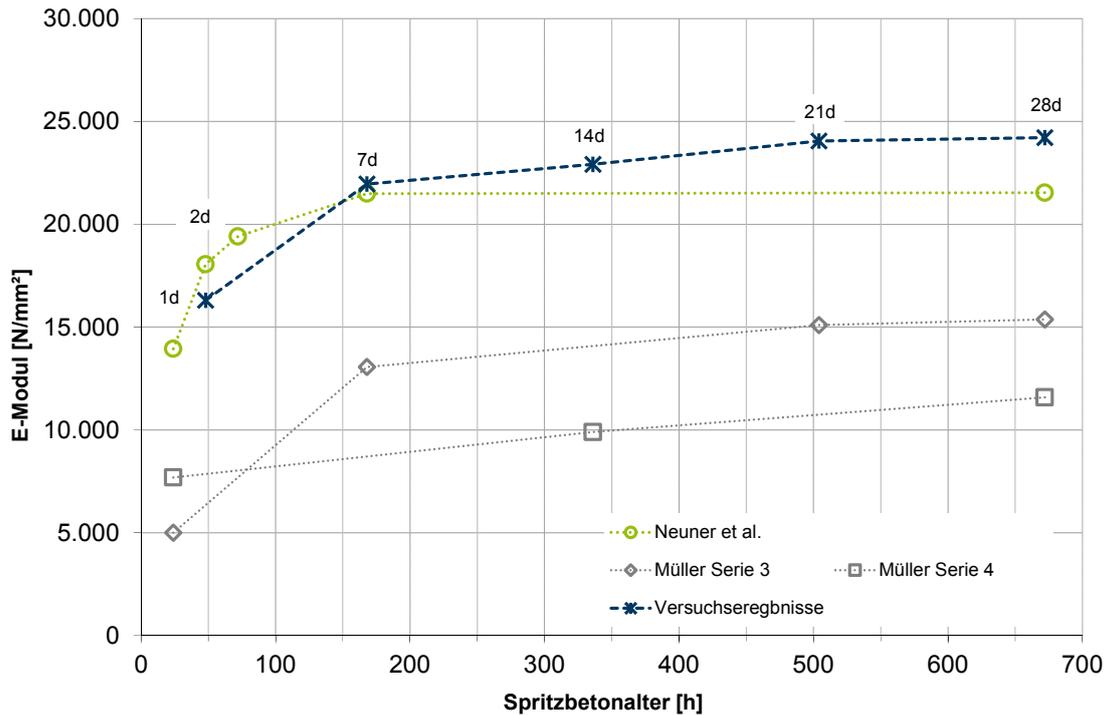


Abbildung 76: Versuchsergebnisse der zeitabhängigen Entwicklung des E-Moduls im Vergleich zu Versuchsdaten von Neuner et al. (2017b) und Müller (2001)

Die Auswertung der zeitlichen Entwicklung des E-Moduls zeigt, dass der Verlauf des E-Moduls zu Beginn exponentiell ansteigt und nach sieben Tagen nur noch ein geringer Zuwachs zu verzeichnen ist. Anhand der Untersuchungen von Neuner et al. (2017b) wird deutlich, dass die Prüfzeitpunkte in den ersten Tagen näher aneinander liegen sollten, da hier ein exponentieller Anstieg zu erkennen ist. Bei zukünftigen Versuchsreihen zum Materialverhalten muss dies berücksichtigt werden.

Die gemessenen E-Moduli sind im Vergleich zu denen von Normalbetonen deutlich geringer. Bei einem Beton der Festigkeitsklasse C 20/25 wird für die Bemessung ein mittlerer E-Modul $E_{cm} = 28.800 \text{ N/mm}^2$ zugrunde gelegt. Bei den Versuchen liegt der E-Modul mit $E_{c,28d} = 24.207 \text{ N/mm}^2$ unter dem Bemessungswert. Die Untersuchungen von Neuner et al. (2017a) basieren auf einem Spritzbeton der Festigkeitsklasse SpC 25/30, was einem Bemessungswert des E-Moduls für einen Normalbeton von $E_{cm} = 30.500 \text{ N/mm}^2$ entspräche. Der geprüfte Mittelwert nach 28 Tagen liegt mit $E_{c,28d} = 21.537 \text{ N/mm}^2$ deutlich unterhalb des Bemessungswertes für Normalbeton. Durch den Einsatz des Beschleunigers wird die Entwicklung der Steifigkeit von Spritzbeton gehemmt. Grübl et al. (2001: 608-609) geben z. B. ein Verhältnis von $E_{SpC}/E_{cm} = 2/3$ an, welches jedoch auf Untersuchungen von 1985 beruht (Kern & Wind 1985). Da sich sowohl die Zusammensetzung der Rezepturen als auch die Zusatzmittel in den letzten Jahren stark weiterentwickelt haben, kann in einer weiteren Untersuchungsserie auch zu diesem Verhältnis eine genauere Aussage getroffen werden.

SpB III – Bestimmung der zeitabhängigen Entwicklung der Zugfestigkeit mittels Spaltzugversuch

Der zeitabhängige Verlauf der gemittelten Spaltzugfestigkeit ist in Abbildung 77 in blau aufgetragen, außerdem ist die Standardabweichung aus den drei Prüfungen je Prüftag als Whisker dargestellt. Die aus den Mittelwerten nach Malárics (2010: 69-70) berechneten Werte für die zentrische Zugfestigkeit sind im Diagramm in grün angetragen. Anders als die zeitlichen Entwicklungen der Spritzbetondruckfestigkeit und des E-Moduls steigt die Zugfestigkeit kontinuierlich über die Betrachtungsdauer von 28 Tagen an. Ob sich der Anstieg im zeitlichen Verlauf der Zugfestigkeit generell nicht nach 28 Tagen einstellt, muss in einem weiteren Versuchsprogramm, das über einen längeren Betrachtungszeitraum ausgelegt ist, hinterfragt werden.

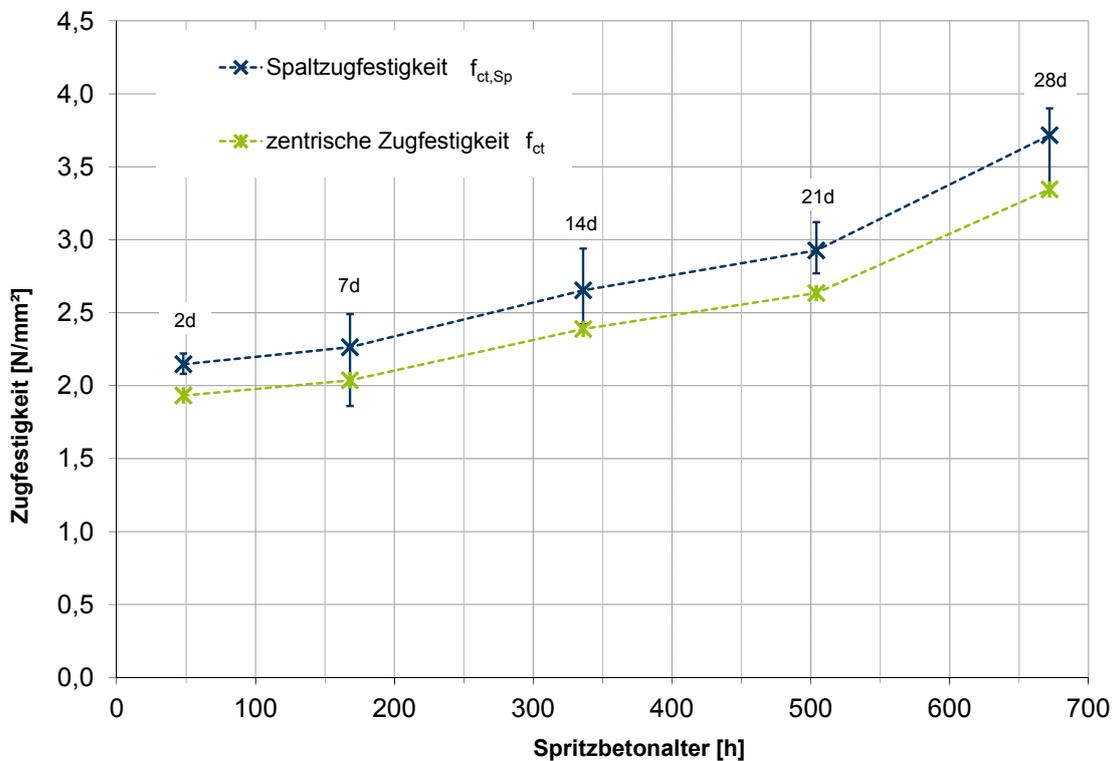


Abbildung 77: Zeitabhängiger Verlauf der Zugfestigkeit; blau: geprüfter Wert der Spaltzugfestigkeit mit Standardabweichung und grün: berechneter Wert der zentrischen Zugfestigkeit nach Malárics (2010: 69-70) sowie Verhältnis zwischen Druck- und Zugfestigkeit zu den Messzeitpunkten 2d, 7d, 14d, 21d und 28d (grau)

Ergänzend ist anzumerken, dass bei weiteren Untersuchungen direkt Prüfungen zum zentrischen Zugverhalten durchzuführen sind, da der Verhältnisfaktor $\alpha \approx 0,9$ ein aus Untersuchungen gemittelter Wert ist, der lediglich zur Abschätzung dient. Der Wert der zentrischen Zugfestigkeit ist deswegen maßgebend, da dieser als Eingangsparameter für die Konstitutivgesetze genutzt wird.

Das Verhältnis zwischen der Druckfestigkeit $f_c(t)$ und der Zugfestigkeit $f_{ct}(t)$ wird nach Oluokun et al. (1991) über Formel 5-5 formuliert

$$f_{ct} = 0,584 \cdot f_c^{0,79} \quad (\text{Formel 5-5})$$

In Abbildung 78 ist sowohl das Verhältnis der experimentell ermittelten Druckfestigkeit mit der experimentell ermittelten Zugfestigkeit (a) als auch das Verhältnis mit der nach Oluokun et al. (1991) berechneten Zugfestigkeit zu den Messzeitpunkten dargestellt.

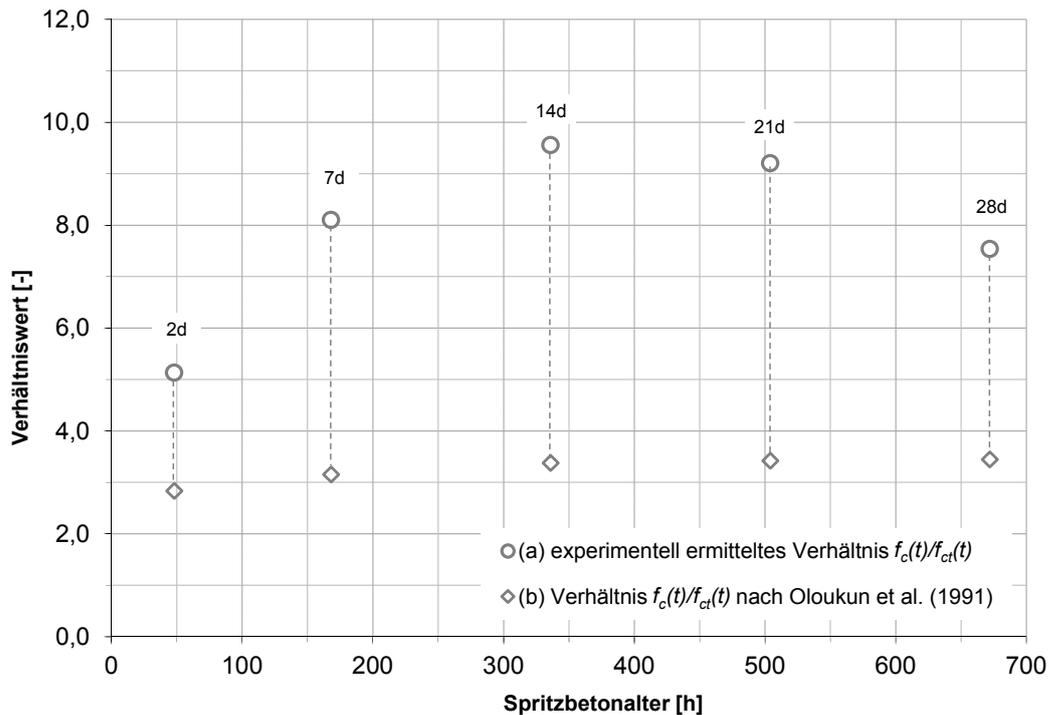


Abbildung 78: Verhältnis zwischen experimentell ermittelter Druckfestigkeit zur (a) experimentell ermittelten Zugfestigkeit sowie (b) nach Oluokun et al. (1991) berechneten Zugfestigkeit zu den Messzeitpunkten 2d, 7d, 14d, 21d und 28d

Das Verhältnis zwischen Druck- und Zugfestigkeit nach Oluokun et al. (1991) liegt im Mittelwert bei 3,25. Über die Zeit erfolgt eine leichte Zunahme. Der aus den Versuchsergebnissen berechnete Verhältnismwert ist mit einem Mittelwert von 7,9 durchgängig größer. Bis zu 14 Tagen nimmt das Verhältnis stetig zu, danach erfolgt eine Abnahme. Oluokun et al. (1991) setzen dementsprechend eine konstante Steigerung der Zugfestigkeit mit einem leicht steigenden Verhältnis von etwa 1:3 zur Druckfestigkeit voraus. Die Versuchsergebnisse zeigen zum einen ein größeres Verhältnis zwischen Druck- und Zugfestigkeit und zum anderen scheint die Zunahme der Zugfestigkeit nicht in Zusammenhang mit der Zunahme der Druckfestigkeit zu stehen.

SpB IV – Bestimmung des Kriechverhaltens

In Abbildung 79 sind die an den Proben (SpB IV-1 – SpB IV-5) gemessenen absoluten Dehnungen in ‰ auf der Vertikalachse angetragen. Die absoluten Dehnungen setzen sich aus der elastischen Dehnung aufgrund der Belastung, der Dehnung aus dem autogenen Schwindprozess, der thermisch bedingten Dehnung aufgrund der Hydratation des Spritzbetons sowie der eigentlichen Kriechdehnung zusammen (Gawin et al., 2006). Auf der horizontalen Achse ist das Spritzbetonalter von Belastungsbeginn (48 h) bis Belastungsende (672 h) gezeigt. Die zeitliche Entwicklung der Dehnungen der Probekörper SpB IV-1, SpB IV-3 und SpB IV-5 beginnt mit einer initialen Verformung bei Belastungsbeginn von ca. 1,5 ‰, im weiteren Verlauf nehmen die Dehnungen in Abhängigkeit der Belastung zu. Die Entwicklung der Dehnung bei Probekörper SpB IV-2 unterscheidet sich durch eine geringere Initialverformung von den anderen drei Verläufen. Bei dem Probekörper SpB IV-4 wurde eine ähnliche Initialverformung gemessen, jedoch konnte im Anschluss kein Anstieg der Verformung gemessen werden. Die Erklärung hierfür ist Problem in der Messtechnik, der Wegaufnehmer konnte die Axialverformung nicht richtig messen. Daher wird der Probekörper SpB IV-4 in der weiteren Analyse nicht betrachtet.

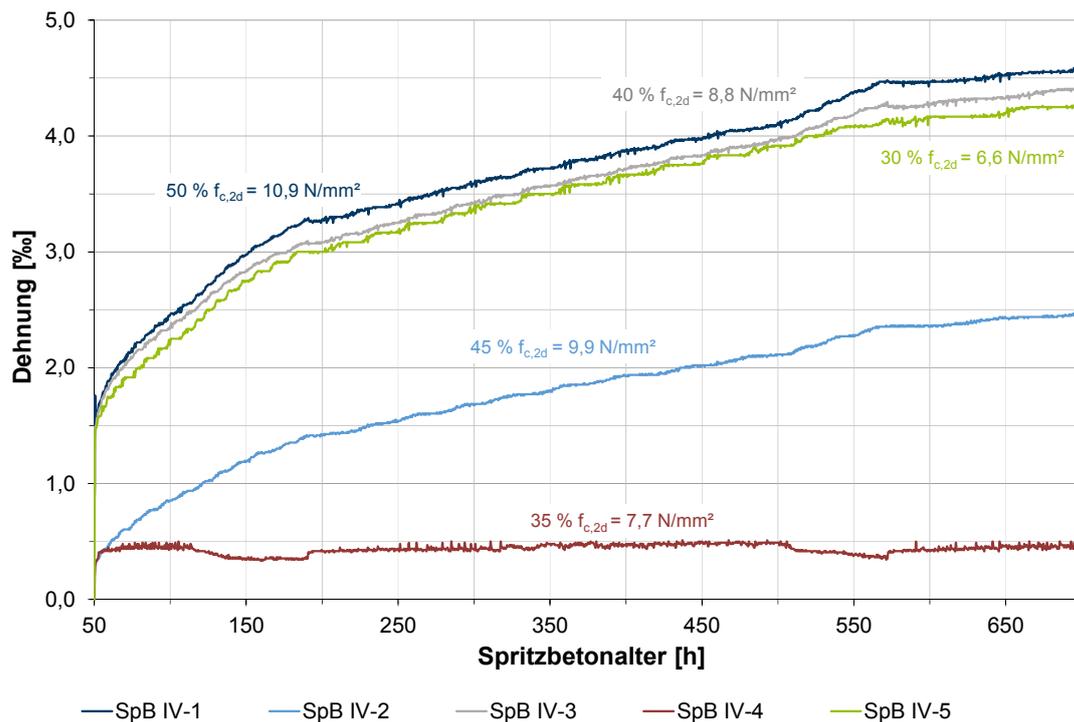


Abbildung 79: Entwicklung der absoluten Dehnung von fünf (SpB IV-1–SpB IV-5) Spritzbetonproben im Untersuchungszeitraum zwischen zwei und 28 Tagen unter kontinuierlicher Belastung von 30 % $f_{c,2d}$ – 50 % $f_{c,2d}$ (6,6 N/mm² – 10,9 N/mm²)

Aus den Messdaten der Kriechversuche kann die Nachgiebigkeitsfunktion berechnet werden, welche als lastinduzierte Dehnung pro Einzelspannung definiert wird (Neuner et al.,

2017b). Theoretisch müssten die Dehnungen aus dem autogenen Schwindprozess vorher subtrahiert werden, da diese hier nicht untersucht wurden, wird dies nicht berücksichtigt.

Abbildung 80 beinhaltet die Nachgiebigkeitsfunktionen der vier Versuche. Es zeigt sich, dass die berechneten Nachgiebigkeitsfunktionen nach Belastung eine ähnliche Steigung aufweisen, dies gilt auch für den Versuch SpB IV-2. Lediglich die Steigung aus Versuch SpB IV-5 mit einer geringen Belastung von 30 % $f_{c,2d}$ ist etwas größer.

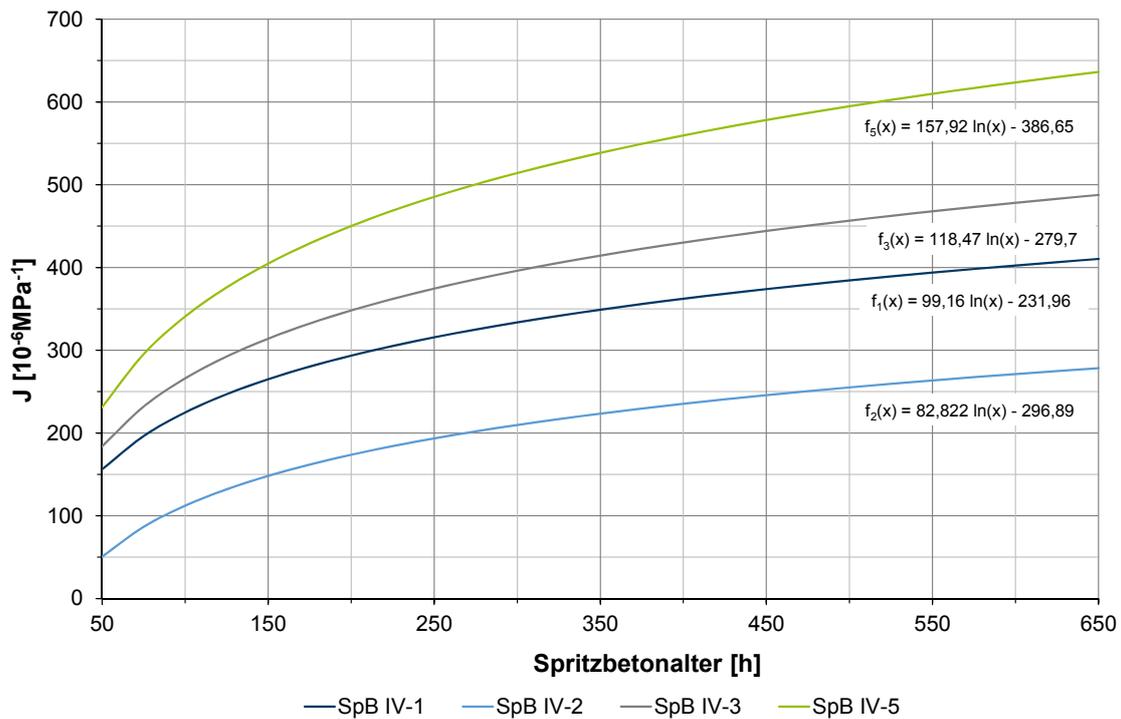


Abbildung 80: Nachgiebigkeitsfunktionen der Probekörper (SpB IV-1, SpB IV-2, SpB IV-3, SpB IV-5) im Untersuchungszeitraum zwischen zwei und 28 Tagen

In Neuner et al. (2017b) wird das untersuchte Kriechverhalten mehreren Konstitutivgesetzen gegenübergestellt, wobei im Ergebnis das SCDP-Modell das geprüfte Verhalten am besten beschreibt. Daher werden die Ergebnisse aus diesen Kriechversuchen ebenfalls mit dem SCDP-Modell nachgerechnet (Abbildung 81), um eine generelle Analyse der Ergebnisse zu ermöglichen.

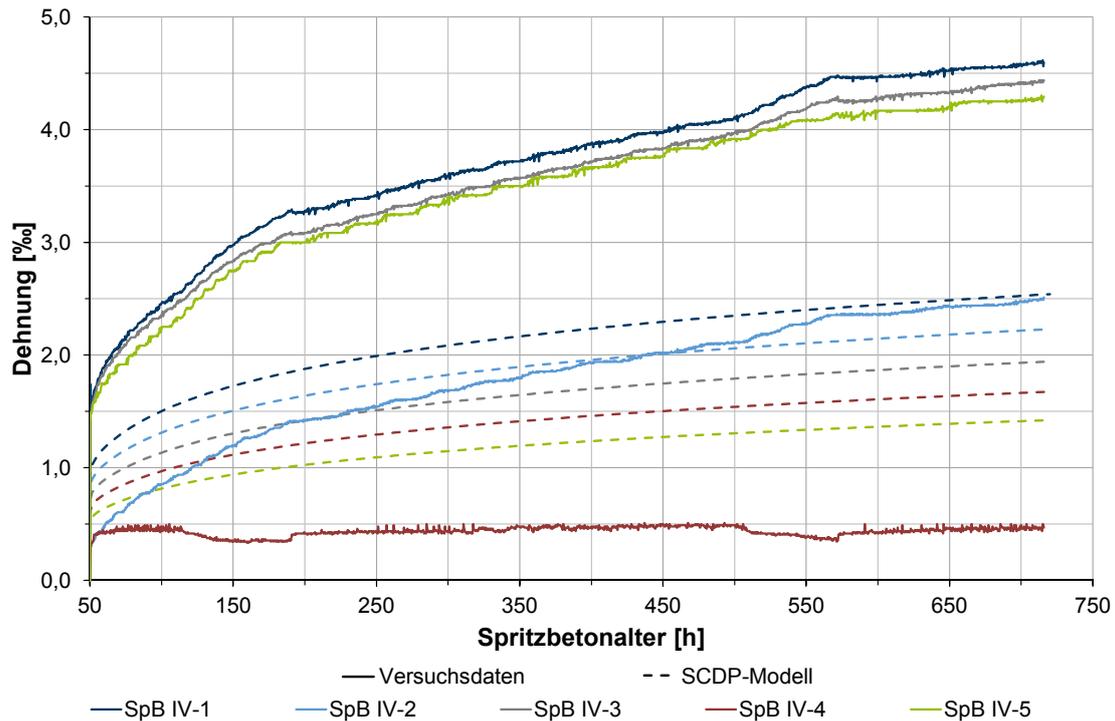


Abbildung 81: Zeitliche Entwicklung der axialen Verformung: Experimentelle Ergebnisse aus den Kriechversuchen der Langzeitbelastungsanlage der Montanuniversität Leoben mit den unterschiedlichen Belastungsniveaus im Vergleich zu den berechneten numerischen Ergebnissen mit dem kalibrierten SCDP-Modell nach Neuner et al. (2017a)

Das hohe Belastungsniveau von 50 % der Druckfestigkeit zu Prüfbeginn der Kriechversuche wurde gewählt, um nichtlineares Kriechverhalten untersuchen zu können. Aus den Ergebnissen der Kriechversuche ist jedoch nur ein lineares Kriechverhalten zu erkennen. Für weitere Versuchsreihen wäre es sinnvoll, Untersuchungen mit noch höheren Belastungsniveaus durchzuführen, welche dann ein nichtlineares Kriechverhalten bedingen. Weiterhin sollte die Druckfestigkeit der Probekörper nach Beendigung der Langzeitbelastung mit der Druckfestigkeit der unbelasteten Probekörper verglichen werden, um den Einfluss der Langzeitbelastung zu untersuchen.

In Theiner et al. (2017) wird ein Messprogramm für Kriechversuche vorgestellt, welches bei weitergehenden Untersuchungen adaptiert werden sollte. Die Axialverformung wird an drei Stellen des Probekörpers gemessen und im Anschluss der Mittelwert aus den drei Messungen bestimmt. Tritt Biegung durch die Belastung auf, kriecht der Probekörper in eine Richtung, die Verzerrungen sind dementsprechend ungleichmäßig und würden bei nur einer Messung entweder über- oder unterschätzt werden. Bei Versuch SpB IV-2 liegt die Vermutung nahe, dass deswegen die initiale Verformung geringer ist als bei den anderen drei Versuchen.

Weiterhin ist es sinnvoll die Probekörper für die Kriechversuche mit einem Verhältnis von $h/b = 3/1$ zu wählen. Dann können die Messungen in einem Verhältnis von $h/b = 2/1$ durchgeführt werden, so wie auch die Probekörper für die Untersuchungen zum zeitabhängigen Materialverhalten gewählt wurden. Das ermöglicht eine bessere Übertragung der Ergebnisse untereinander.

Um den Prozess des Kriechens ganzheitlich abbilden zu können, müssen neben den Kriechversuchen zusätzlich Schwindversuche an unbelasteten Probekörpern durchgeführt werden. Da die Probekörper in den Langzeitbelastungsanlagen auch einer Volumenänderung durch Schwindprozesse ausgesetzt sind, müssen diese aus der Volumenänderung durch die kontinuierliche Belastung herausgerechnet werden. In weiteren Versuchsreihen müssen daher Schwindversuche zwingend integriert werden.

Die in Leoben untersuchte Spritzbetonpalette P1 stammte aus der gleichen Versuchsserie wie die Paletten P2 und P3, trotzdem war ein großer Unterschied in der Druckfestigkeit nach zwei Tagen zu verzeichnen. Diese Differenz muss auf den Transport und die daraus resultierende unterschiedliche Lagerung der Paletten zurückzuführen sein. Deswegen ist es in einer neuen Versuchsreihe entscheidend, den Einfluss durch den Transport zu untersuchen.

5.3.5 Diskussion

Die Auswertung der Festigkeitsentwicklung des Referenzspritzbetons zeigt, dass die Ergebnisse den Festigkeitsverlauf eines durchschnittlichen Spritzbetons repräsentieren. Die Versuchsergebnisse werden in die analytischen und numerischen Rechenmodelle integriert, da aufgrund der durchschnittlichen Entwicklung der Festigkeit dieses durchschnittliche Verhalten auf die anderen Entwicklungen der Materialeigenschaften übertragen wird.

Insgesamt stellen die Versuchsergebnisse einen Ausgangspunkt für weitere Forschungsaktivitäten dar; die vorgestellten Untersuchungen sind als Referenzversuch für eine ausgedehnte Untersuchung zum zeitabhängigen Materialverhalten von Nassspritzbetonen zu bewerten. Die identifizierten Schwächen müssen in fortgeführten Untersuchungsserien ausgebessert werden. Neben den von Neuner et al. (2017b) veröffentlichten Versuchsergebnissen existieren keine Publikationen zu ganzheitlichen Spritzbetonuntersuchungen an aktuellen Nassspritzbetonen, mit welchen Konstitutivgesetze validiert werden könnten. Da aber gerade das nichtlineare Materialverhalten des Spritzbetons einen wesentlichen Einfluss auf die Spannungsentwicklung in der Spritzbetonschale hat, müssen daher weitere und vor allem miteinander vergleichbare Untersuchungen durchgeführt werden.

5.4 Vergleichende Untersuchungen zum Systemverhalten von Stauelementen

Der Einsatz von Stauelementen in der geschlitzten Spritzbetonschale ist bei erwarteten druckhaften Gebirgsbedingungen ein gängiges Ausbauelement. In diesem Kapitel werden die Stauelemente, die bisher einen Einsatz in der Praxis gefunden haben, zur Charakterisierung der systemspezifischen Eigenschaften in einer einheitlichen Prüfung unter gleichen Randbedingungen geprüft. Die Systeme werden im Anschluss vor dem Hintergrund einer praxistauglichen Anwendung im konventionellen Tunnelbau bewertet. Die Untersuchungen sollen auf experimenteller Basis einen Beitrag zu einem objektiven Entscheidungskriterium zur Anwendung der Stauelemente im Tunnelbau leisten.

5.4.1 Konzeption der Untersuchungen

Das entwickelte Versuchsprogramm zum Systemverhalten von Stauelementen orientiert sich an der üblichen Belastungssituation – zentrischer Druck – und berücksichtigt zusätzlich mögliche Imperfektionen wie exzentrische Belastungen durch Schiefstellung der Auflager und des Elements. Dimensioniert und geprüft werden die Elemente in der Praxis üblicherweise durch einen zentrischen Druckversuch (Radoncic et al., 2009). Die Stauelemente können jedoch abhängig von Einbau und Gebirgsbewegungen unterschiedlichen Belastungssituationen ausgesetzt sein.

Die im Rahmen dieser Studie definierte Untersuchungsreihe umfasst drei Versuchsaufbauten (V.I bis V.III) mit unterschiedlichen Belastungssituationen, anhand derer die Sensibilität der Stauelemente auf mögliche Imperfektionen untersucht wird. Die Versuchsmatrix in Abbildung 82 gibt einen Überblick über die durchgeführten Versuche, zudem sind die Einbausituationen, aus denen der jeweilige Versuchsaufbau abgeleitet wurde, dargestellt. Das Feld „Stauelemente“ zeigt die drei Typen von Stauelementen: LSC (1), hiDCon (2) und Wabe (3). Die Nomenklatur je Einzelversuch setzt sich aus Versuchsaufbau (V.I – V.III) und Produkt (1-3) zusammen. Bei dem Stauelement Wabe wurden zwei unterschiedliche Ausführungen geprüft; ein Element mit einem Auslegungsniveau von 400 kN (3) und ein Element mit einem Auslegungsniveau von 1.100 kN (3a). Da bei den Wabe-Elementen eine nachträgliche Lasterhöhung durch Einschub von Rohren eines kleineren Durchmessers möglich ist, wurden diese bei Belastungssituation V.II untersucht (3b).

Systemverhalten von Stauchelementen		V.I – Zentrische Normalkraftbelastung	V.II – Exzentrische Belastung bei paralleler Neigung der Auflager	V.III – Exzentrische Belastung bei gegenläufiger Neigung der Auflager
Einbausituation				
Stauchelemente	1 – LSC	V.I-1 Auslegungsniveau 400 kN	V.II-1 Auslegungsniveau 400 kN	V.III-1 Auslegungsniveau 400 kN
	2 – hiDCon	V.I-2 Auslegungsniveau 600 kN	V.II-2 Auslegungsniveau 600 kN	V.III-2 Auslegungsniveau 800 kN
	3 – Wabe	V.I-3 Auslegungsniveau 400 kN	V.II-3 Auslegungsniveau 400 kN	V.III-3 Auslegungsniveau 400 kN
		V.I-3a Auslegungsniveau 1.100 kN	V.II-3a Auslegungsniveau 1.100 kN	V.III-3a Auslegungsniveau 1.100 kN
		V.II-3b Auslegungsniveau 400 kN + Einschub kleinerer Rohre		

Abbildung 82: Versuchsmatrix, Darstellung der Einbausituationen und zugehörige Versuche

Im ersten Versuch (V.I) werden die Stauchelemente unter zentrischer Normalkraftbelastung ohne Imperfektionen geprüft. Eine ideal-zentrische Normalkraftbelastung der Stauchelemente kann in der Praxis jedoch nicht vorausgesetzt werden, da es bei der Lagesicherung der einzuspritzenden Elemente zu Ungenauigkeiten kommen kann. Auch sind die Längsschlitz nicht immer mit radialer Orientierung geschalt. Aus diesem Grund berücksichtigt der zweite Versuchsaufbau (V.II) eine mögliche Schiefstellung und damit mögliche Einbautoleranzen von ca. 5 % (\approx ca. 3°). Abschaltungsungenauigkeiten und Gebirgsbewegungen, die die Parallelität der Auflager verändern, können ebenfalls einen erheblichen Einfluss auf das Lastverformungsverhalten haben (Abbildung 83). Nach Gebhardi (2011) wurden bspw. beim Tauerntunnel Bewegungen der Tunnelschalenaullager mit einer radialen Verschiebung von bis zu 30° gemessen.



Abbildung 83: Beispiele für tangentielle und radiale Verschiebungen der Tunnelchalenaufleger (Tauerntunnel)

Daher ist im dritten Versuch (V.III) eine exzentrische Belastungssituation mit gegenläufiger Neigung der Auflager aufgebaut. Das Stauchelement ist dadurch einseitig stärker belastet und wird im Verlauf des Versuches zur weniger belasteten Seite hin ausweichen. Die Einleitung dieser exzentrischen Last wird durch das Einbauen des Elementes mithilfe einer Kombination aus Stahlkeilen und nachgiebigen Platten aus Styrodur in die Versuchseinrichtung erreicht. Das Styrodur ermöglicht eine Verformung bei gleichzeitig flächiger Lasteinleitung.

Die drei auf dem Markt verfügbaren Typen von Stauchelementen (1 bis 3) sind in ihrem Aufbau und in ihrer Funktionsweise sehr verschieden (Kapitel 3.2.4). Daher wird neben dem Einfluss aus der Lagesituation auch eine vergleichende Analyse des Last-Verformungsverhaltens der jeweiligen Elemente durchgeführt.

Das Lastverformungsverhalten der Stauchelemente muss auf das Lastaufnahmevermögen des Spritzbetons abgestimmt sein. Die mobilisierte Last muss unterhalb der zeitabhängigen Spritzbetonfestigkeit liegen, sollte dabei aber größtmöglich sein. Einen weiteren Einfluss auf das Auslegungsniveau der Stauchelemente haben die Verschiebungsentwicklung des Gebirges und die Vortriebsgeschwindigkeit. Bei einem langsamen Vortrieb sowie bei einer geringen Verschiebungsentwicklung des Gebirges kann der Spritzbeton aushärten und sich somit eine größere Anfangsfestigkeit entwickeln. (Schubert & Radoncic, 2014)

Für die Versuche wird ein geringes Auslegungsniveau für die Stauchelemente gewählt. Der Grundgedanke bei der Versuchsplanung ist, dass bei druckhaftem Gebirgsverhalten mindestens ein Spritzbeton der Klasse J2 eingesetzt wird. Nach zehn Stunden ergibt sich nach Abbildung 84 eine Mindestdruckfestigkeit von $2,5 \text{ N/mm}^2$.

Die Lasteinleitungsfläche der Stauchelemente entspricht deren Aufstandsfläche. Mit einer Tiefe von $t_{SE} = 20 \text{ cm}$ (Dicke der Spritzbetonschale) und einer Breite von $b_{SE} = 80 \text{ cm}$ ergibt sich nach Formel 5-6 ein Auslegungsniveau für die Stauchelemente von 400 kN .

$$\frac{F_{Ausl}}{A_{SE}} \leq f_{c,10h}$$

(Formel 5-6)

mit:

 F_{Ausl} Auslegungsniveau A_{SE} Auflagerfläche Stauelement $f_{c,10h}$ Frühfestigkeit des Spritzbetons nach 10 Stunden

Nach 24 h steigt die Last unter Zugrundelegung der Mindestdruckfestigkeit auf 800 kN.

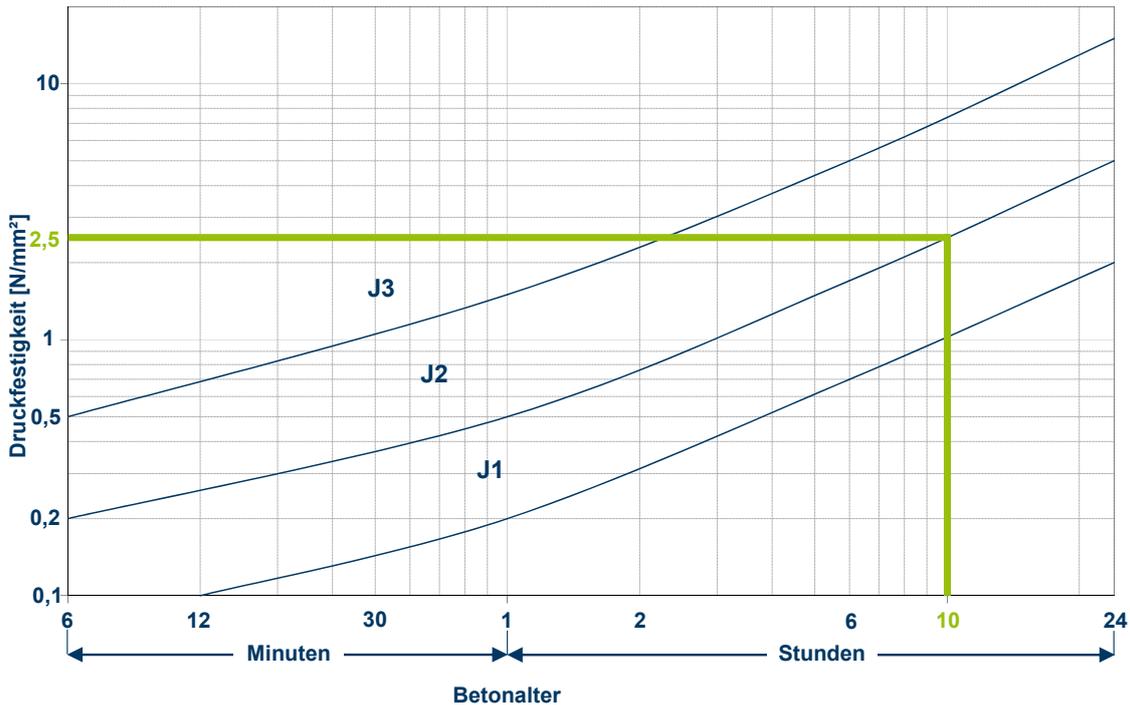


Abbildung 84: Entwicklung des jungen Spritzbetons nach DIN EN 14487-1 (2006)

Die weiteren Sicherungselemente, wie die nachgiebigen Ausbaubögen oder Gitterträger müssen ebenso auf das Auslegungsniveau der Stauelemente angepasst werden, sodass diese bei Erreichen der Kraffteinleitung einschieben bzw. verformen.

Die im Rahmen dieser Arbeit an der Ruhr-Universität Bochum durchgeführten Versuche wurden bereits in (Opolony et al., 2011; Wiese, 2011; Wiese, 2012) vorgestellt.

5.4.2 Numerische Vorüberlegungen zum Versuchsaufbau

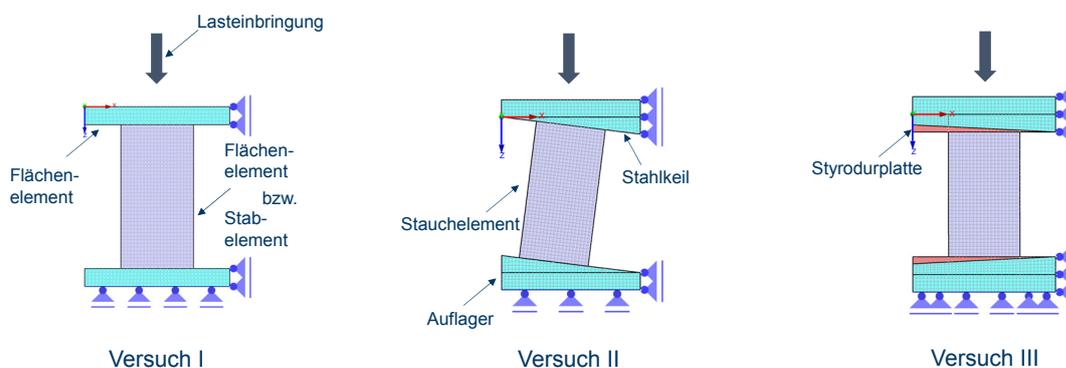
Zur Entwicklung des Versuchskonzeptes wurden Voruntersuchungen mit dem FEM-Programm RFEM 5.04 des Softwareherstellers Dlubal durchgeführt. Die Entwicklung des FEM-Modells half, den Einfluss von möglichen Imperfektionen abzuschätzen und zu interpretieren. Die drei Versuchstypen berücksichtigen durch die realitätsnahen Belastungssituationen

im Element unterschiedliche Beanspruchungen: reine Normalkraftbeanspruchung (V.I), Biegung und Querkraft durch Schiefstellung (V.II) bzw. exzentrische Belastung (V.III).

In der Abbildung 85 sind die jeweiligen Systemskizzen zu den numerischen Modellen der Versuche I-III dargestellt. Ziel war es sowohl den Verformungszustand als auch die resultierenden Schnittgrößen in den Stauelementen zu bestimmen. Dafür wurden zwei verschiedene Modelle verwendet. Die Verformung wurde mithilfe eines ebenen Modells ermittelt, bei dem sowohl die Lagerkonstruktion, als auch das Stauelement mit Flächenelementen (Dreiecks- und Quadratelemente) idealisiert wurden (Abbildung 85). Für die Ermittlung der Schnittgrößen wurden die Stauelemente in ihrer Schwereachse durch Stabelemente ersetzt, die eine direkte Integration der Spannungen beinhalten und somit die Schnittgrößen ablesbar machen.

Prinzipiell wurden drei verschiedene Materialien in der Modellierung verwendet. Das Stauelement wurde als Baustahl mit einem linear-elastischen ideal-plastischen Materialmodell idealisiert. Für die Lager- und Lasteinleitungskonstruktion wurde ein deutlich weiches Material verwendet. Die Styrodurkeile in Versuch III wurden durch ein Material mit $E = 15 \text{ MPa}$ modelliert.

Da das Ziel der Analyse eine Aussage zum Einfluss der Versuchskonfiguration war, war keine genaue Abbildung der Stauelement-Steifigkeiten erforderlich. Außerdem reichte eine lineare Berechnung der Verformungen und Schnittgrößen aus, was Plastifizierungen und Rissbildungen bzw. andere nichtlineare Einflüsse ausschließt.



Finite Elemente

- Flächenelemente
 - Auflagerplatten
 - Stauelemente für Verformungsfigur
- Stabelemente
 - Stauelemente für Schnittgrößen

Materialien

- Stauelement
 - Stahl, E-Modul: $E_{SE} = 210.000 \text{ MPa}$
- Auflager und Stahlkeil
 - Stahl, E-Modul: $E_A, E_{SK} \rightarrow \infty \gg E_{SE}$
- Styrodurplatte
 - Polyesterol, E-Modul: $E_{SP} = 15 \text{ MPa}$

Abbildung 85: Systemskizze zu den Versuchen I-III

Versuch I – Zentrische Belastung aus Normalkraft

Die erste Analyse sollte einen Einbau der Stauelemente ohne Imperfektionen simulieren. In Abbildung 86 ist links ein Stauelement in der Spritzbetonschale dargestellt; rechts daneben ist die aus der Einbausituation resultierende Belastungsfigur als Ausgangssituation der FE-Berechnung gezeigt. Als Ergebnis der Berechnung sind einerseits die resultierende qualitative Verformung und andererseits die Schnittgrößen aus Normalkraft und Biegemoment in der Elementachse zu sehen.

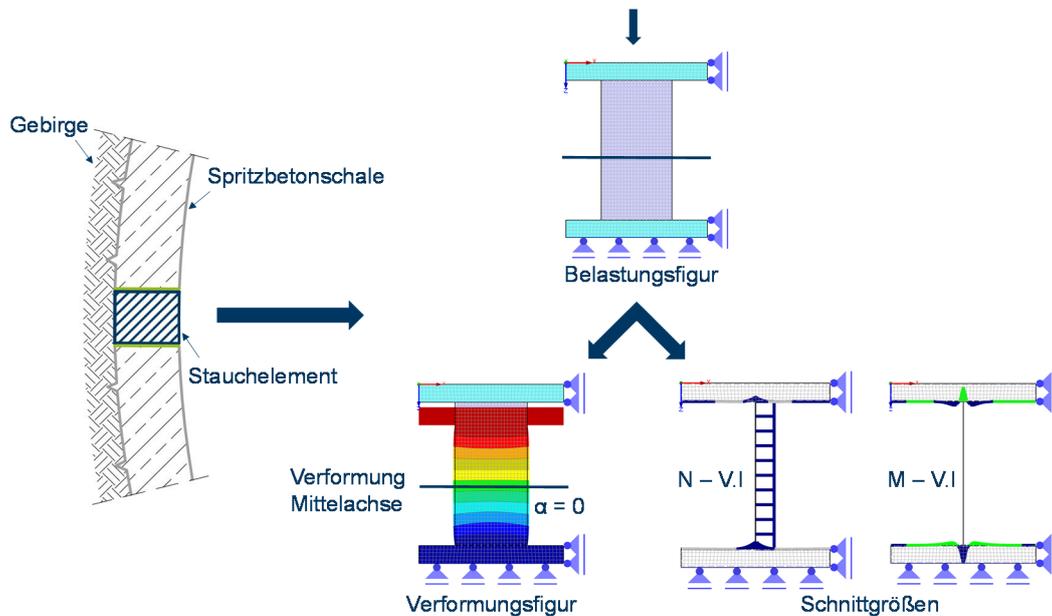


Abbildung 86: Ergebnisse der numerischen Berechnung zu Versuch I

Durch die in Versuch I aufgebrachte zentrische Belastung wurde der Probekörper ausschließlich durch Normalkraft belastet und erfuhr eine über den Querschnitt konstante Verformung ($\alpha = 0$).

Versuch II – Exzentrische Belastung bei paralleler Neigung der Auflager

Abbildung 87 zeigt die Ergebnisse der numerischen Voruntersuchung für den zweiten Versuch. Für die exzentrische Belastung bei paralleler Neigung der Auflager resultierte hauptsächlich eine Normalkraftbeanspruchung. Die Belastung aus Querkraft und Moment war nur gering, was sich auch am Verformungsbild zeigt. Prinzipiell ergab sich auch hier eine konstante Verformung über den Querschnitt. Durch das geringe Biegemoment entstanden unsymmetrische Verformungen an der Mittelachse ($\alpha = 6^\circ$), durch die das Element jeweils an der weniger geneigten Auflagerseite mehr gestaucht wurde (Punkt A).

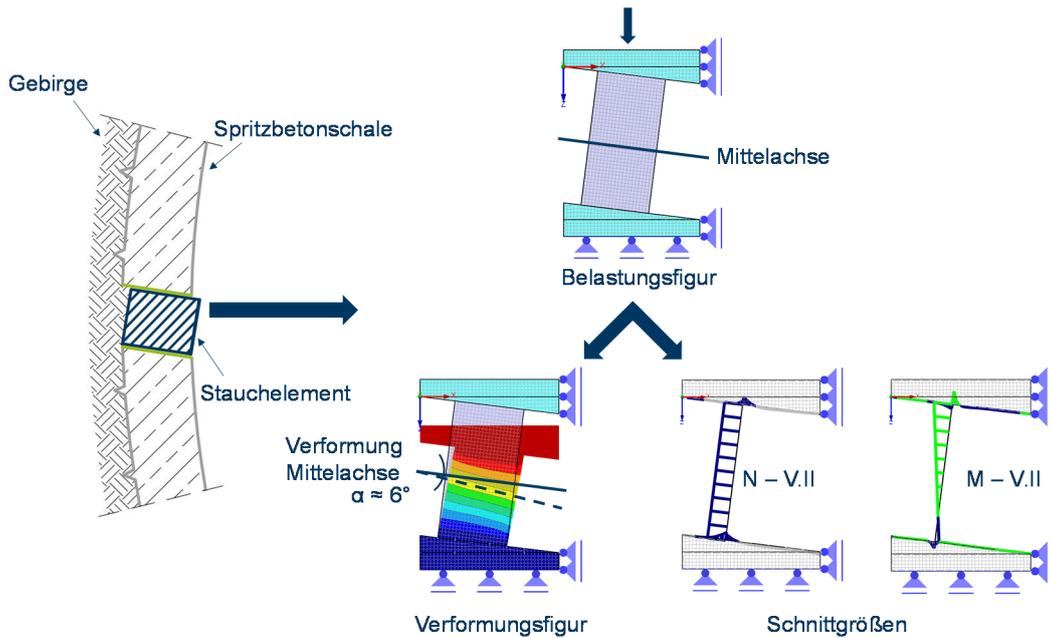


Abbildung 87: Ergebnisse der numerischen Berechnung zu Versuch II

Versuch III – Exzentrische Belastung bei gegenläufiger Neigung der Auflager

Durch die planmäßig eingebrachte Exzentrizität zum Schwerpunkt des Stauchelements in Versuch III entstand neben der Normalkraft ein großes Biegemoment (Abbildung 88). Die Verformungsfigur zeigt Abweichungen zu den Versuchen I und II, bei welchen eine parallele Stauchung stattgefunden hat. Durch das große Biegemoment wurde der Volumenkörper nicht mehr konstant gestaucht, sondern es entstanden einseitig große Verformungen.

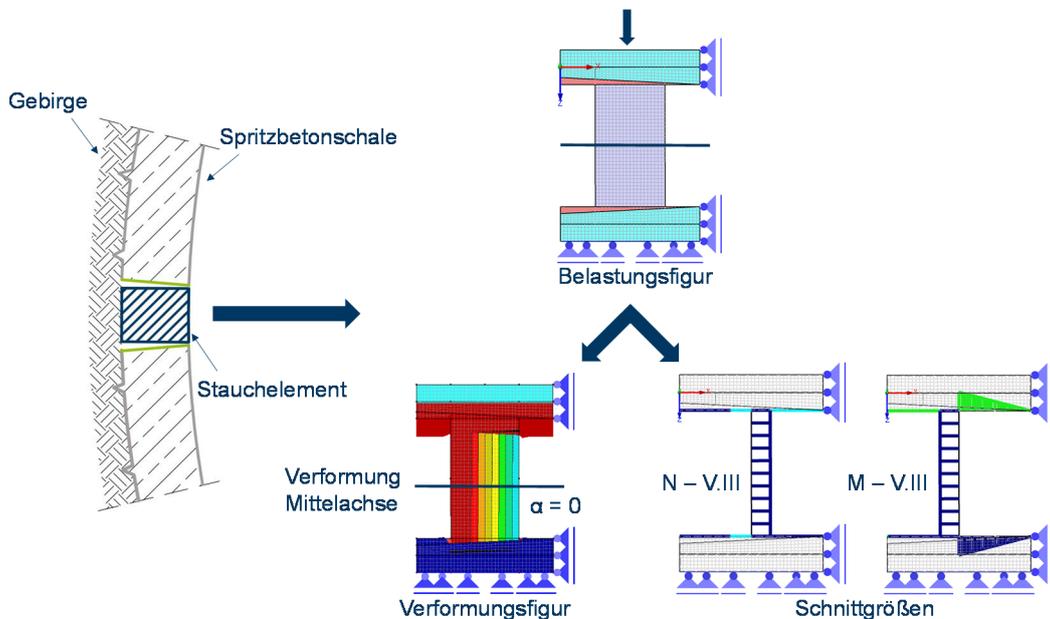


Abbildung 88: Ergebnisse der numerischen Berechnung zu Versuch III

Zusammenfassend zeigen die numerischen Vorversuche, dass das Verformungsverhalten bei den Versuchen I und II ähnlich aussieht, da trotz der Exzentrizität in Versuch II der Versuchskörper aufgrund des geringen Biegemomentes parallel gestaucht wurde. Versuch III wies wegen der Imperfektionen jedoch ein anderes Verformungsverhalten auf.

5.4.3 Versuchsaufbau

Durchgeführt wurden die Untersuchungen in der Konstruktionsteilprüfung des Instituts für Konstruktiven Ingenieurbau der Ruhr-Universität Bochum. Zum Aufbringen der Prüflasten wurde ein in einen Belastungsrahmen eingebauter hydraulischer Prüfzylinder benutzt (Abbildung 89).

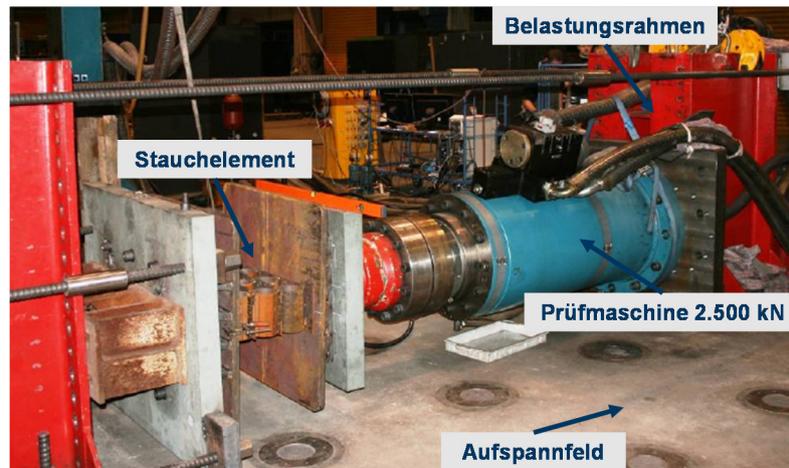


Abbildung 89: Versuchsaufbau zur vergleichenden Untersuchung von Stauchelementen

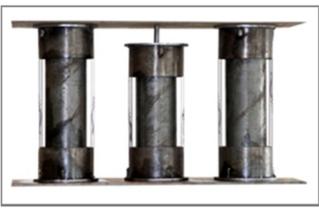
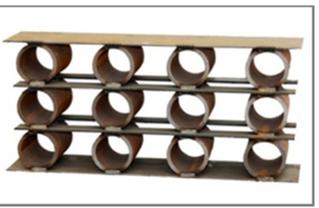
Die Anfangsgeschwindigkeit betrug bis zum Erreichen der ersten Laststufe 6 mm/min, danach wurde diese auf 12 mm/min erhöht. Die Versuche wurden weggeregelt gesteuert. Wie sich in Vorversuchen zeigte, hatte die Versuchsgeschwindigkeit keinen signifikanten Einfluss auf das Last-Verformungsverhalten der Stauchelemente. (Thewes, 2009)

Das Versuchskonzept sah vor, die drei auf dem Markt verfügbaren Typen an Stauchelementen LSC (1), hiDCon (2), Wabe (3) pro Element und Versuch in jeweils drei Versuchsreihen zu prüfen (Abbildung 82). Die drei Hersteller der Stauchelemente lieferten Probekörper für die Versuchsreihen mit den ungefähren Abmessungen $b_{SE} \times h_{SE} \times t_{SE} = 800 \times 400 \times 200$ mm. Die Abmessungen und das Auslegungsniveau – gewünscht waren 400 kN (Kapitel 5.4.1) – der Probekörper sollten zur besseren Vergleichbarkeit identisch sein. In druckhaftem Gebirge sind durchaus Deformationswege von 300 mm je Element in der Schale üblich, daher wurde unter der Annahme eines Stauchpotentials von etwa 75 % eine Höhe von 400 mm gefordert. Das gelieferte Auslegungsniveau der hiDCon-Elemente wich mit 600 kN bzw. 800 kN von der Vorgabe ab. Die Versuche V.I-2 und V.II-2 wurden mit einem Auslegungsniveau von 600 kN und der Versuch V.III-2 mit einem Auslegungsniveau von 800 kN durchgeführt. Die Wabe-Elemente wurden in zwei verschiedenen Ausführungen

geliefert. Bei dem Element 3-Wabe betragen die Wandstärken der Rohre $t = 8,1$ mm, womit das Stauelement ein Auslegungsniveau von 400 kN erreichen soll. Bei dem Element 3a-Wabe sind die Rohre mit $t = 10,0$ mm um 1,9 mm stärker und sollen ein Auslegungsniveau von 1.100 kN erreichen. Die Versuche I-III wurden jeweils mit beiden Elementtypen durchgeführt.

Die Eigenschaften der gelieferten Probekörper sind in der nachfolgenden Tabelle 9 dargestellt.

Tabelle 9: Ausführung der gelieferten Probekörper nach Wiese (2011)

	1-LSC	2-hiDCon	3-Wabe
Hersteller	DSI – Dywidag-Systems International GmbH	Solexperts AG	Bochumer Eisenhütte Heintzmann GmbH & Co. KG
Abbildung			
Abmessungen			
Breite	80 cm	75 cm	80 cm
Höhe	42 cm	40 cm	38 cm
Tiefe	20 cm	20 cm	20 cm
Gewicht	63 kg	53 kg	64 kg
Material	3 Stahlzylinder (D=20cm), mittlerer Zylinder ist um 2 cm verkürzt	Betonquader aus stahlfaserverstärktem Leichtbeton, vier Lagen verbunden über Stahllochplatten	3 Lagen Stahlrohre 3-Wabe: $t = 8,1$ mm 3a-Wabe: $t = 10,0$ mm 4 Rohre/Lage, Kopfplatten
Gelieferte Kraftniveauauslegung	400 kN aus äußeren Zylindern 600 kN mit allen drei Zylindern	5 Elemente à 600 kN 4 Elemente à 800 kN	3-Wabe: 400 kN 3a-Wabe: 1.100 kN
Verformbarkeit	260 mm \triangleq 62 %	250 mm \triangleq 63 %	300 mm \triangleq 79 %

5.4.4 Ergebnisdarstellung und Analyse der Versuchsergebnisse

Im folgenden Kapitel werden die Versuchsergebnisse dargestellt und analysiert. Abbildung 90 zeigt eine Gesamtdarstellung der mittleren Last-Verformungsverläufe, anhand derer der Einfluss aus den Belastungssituationen V.I bis V.III auf das Last-Verformungsverhalten ana-

lysiert wird. Auf der Ordinate ist die Kraft in kN angetragen, die Abszisse zeigt die Verformung in mm an. Die Ergebnisse der Stauchelementtypen LSC sind in grün, die der Typen hiDCon in grau und die der Wabe-Elemente in blau dargestellt.

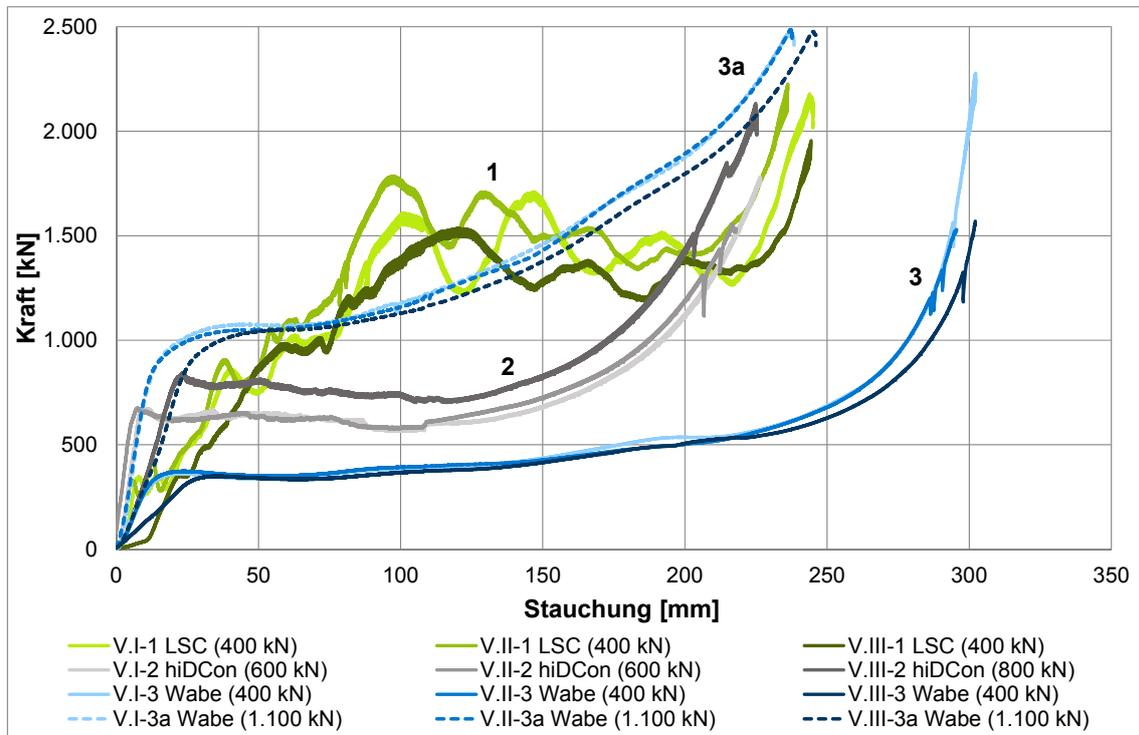


Abbildung 90: Mittlere Last-Verformungsverläufe, Versuch I-III

Aus der vergleichenden Darstellung wird deutlich, dass die Stauchelemente, bedingt durch ihren jeweiligen Aufbau, jeweils ein eigenes Last-Verformungsverhalten aufweisen. Zudem ist zu sehen, dass der Unterschied zwischen dem Tragverhalten aus den Versuchen I und II nur marginal und damit vergleichbar mit den numerischen Untersuchungen ist. Die Last-Verformungskurven werden durch die Schiefstellung der Elemente in Versuch II nur in geringfügigem Maße beeinflusst, was die Praxistauglichkeit aller Stauchsysteeme bestätigt. Daher werden die Versuche I und II im Weiteren gemeinsam analysiert. Die Ergebnisse aus Versuch III werden im Anschluss ausgewertet, da sich das Last-Verformungsverhalten von den beiden ersten Versuchsaufbauten unterscheidet.

Für jedes Element ist der Zustand im Versuchsaufbau zu Beginn und zum Ende des Versuchs in Abbildung 91 abgebildet.

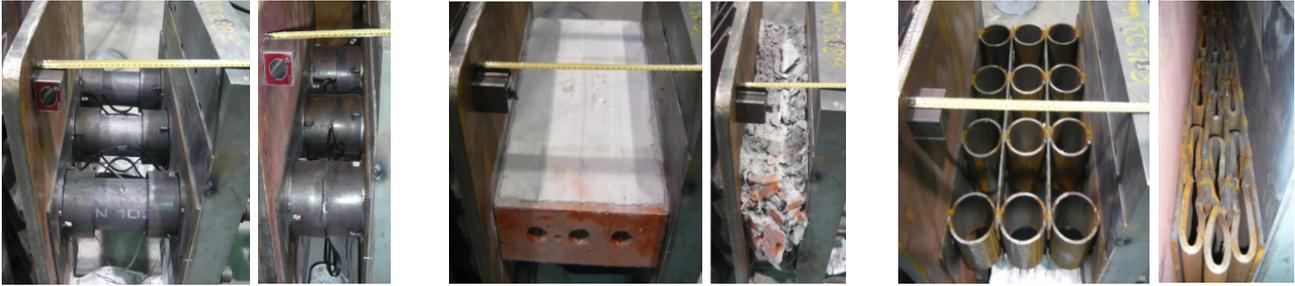


Abbildung 91: Versuchskörper im Versuchsaufbau zu Beginn und zum Ende des Versuchs

Vergleich Versuchstyp I und II – Einfluss des Elementtyps

In Abbildung 92 sind die mittleren Last-Verformungsverläufe der ersten und der zweiten Versuchsreihe dargestellt (Versuch I und Versuch II). Dabei wird das Last-Verformungsverhalten auf das Auslegungsniveau der einzelnen Elemente bezogen, um eine bessere Vergleichbarkeit der Elemente untereinander zu ermöglichen. Das bezogene Auslegungsniveau η berechnet sich aus der eingeleiteten Kraft F dividiert durch das jeweilige Auslegungsniveau F_{Ausl} . Die Diagramme zum Last-Verformungs- sowie zum Spannungs-Dehnungsverhalten sind zum Vergleich in Anhang A.3-1 abgebildet.

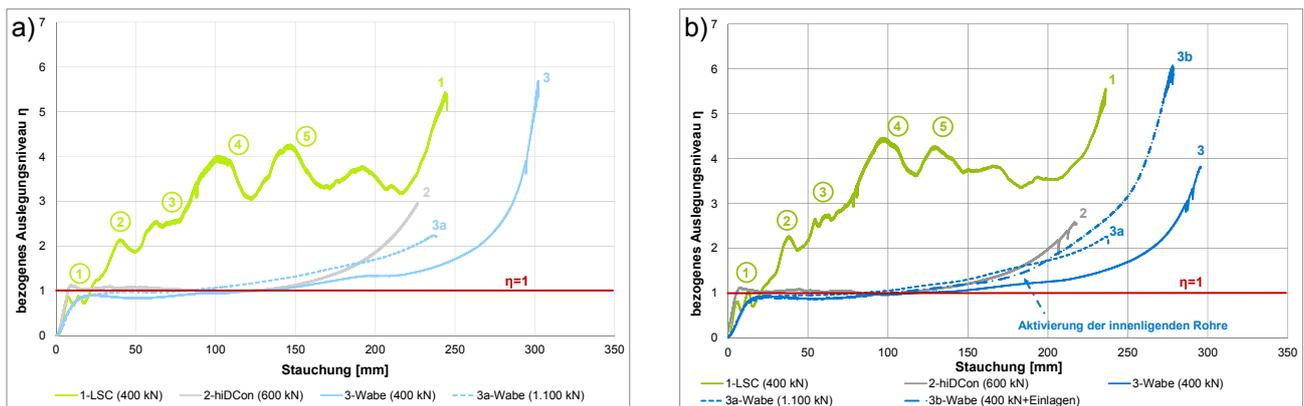


Abbildung 92: (a) Mittlere Last-Verformungsverläufe bezogen auf das Auslegungsniveau, Versuch I und (b) Mittlere Last-Verformungsverläufe bezogen auf das Auslegungsniveau, Versuch II

1–LSC (grün): Generell sind fünf markante Verformungsniveaus (grün nummeriert) zu erkennen. Das erste Niveau liegt nahe dem Auslegungsniveau der Elemente von 400 kN ($\eta = 1$), bei welchem etwa 20 mm Verformung ohne signifikante Laststeigerung erfolgen. Der innere Zylinder wird aktiviert und führt zu einem steilen Lastanstieg auf das doppelte des Auslegungsniveaus (ca. 800 kN, $\eta = 2$). Nach Erreichen dieses zweiten Verformungsniveaus sinkt die Kraft bei zunehmender Verformung. Der weitere Last-Verformungsverlauf beider Kurven unterliegt Schwankungen, wobei die weiteren drei Verformungsniveaus Lastbereiche zwischen $\eta = 3,0$ bis 4,4 erreichen; dies entspricht etwa 1.200 kN und 1.750 kN.

Hinsichtlich des Gesamtverhaltens kann festgestellt werden, dass der Last-Verformungsverlauf durch hohe Oszillationen gekennzeichnet ist. Die von Moritz in (Moritz, 1999) vorgestellte konstruktionsbedingte stufenförmige Laststeigerung infolge des Beulverhaltens ist anhand der Versuchsergebnisse deutlich zu erkennen. Dabei wechseln sich steile Kraftanstiege mit ruckartigen Entlastungen ab. Sowohl bei der Laststeigerung als auch bei der Entlastung kommt es zu Verformungen. Die Endverformung von etwa 60 % bezogen auf die Ausgangshöhe des Elements ist erreicht, wenn die beiden Führungszylinder aufeinandertreffen (Abbildung 91).

2–hiDCon (grau): Die Versuche I und II wurden mit Elementen durchgeführt, die auf ein Lastniveau von 600 kN ausgelegt waren. Das Verhalten weist einen schnellen Kraftanstieg (10 mm) bis auf das ausgelegte Lastniveau, $\eta = 1$, auf. Anschließend setzt die Verformung der Elemente bei annähernd gleichbleibender Last ein. Nach einem Verformungsweg von etwa 145 mm steigt die zur Verformung erforderliche Kraft bis hin zum maximalen Verformungsniveau von ca. 225 mm steil auf ein Auslegungsniveau von $\eta = 2,6-3,0$ an. Dies entspricht einer Lasteinleitung von 1.570 kN (V.II-2) bzw. 1.780 kN (V.I-2).

Die Verformung der Betonelemente wird durch den porenhaltigen Zuschlag (Glasschaumgranulat) erreicht. Die Bewehrungsebenen in Form von Platten und Fasern gewährleisten den Zusammenhalt des Elements. Konstruktionsbedingt setzt einhergehend mit dem Erreichen des Auslegungsniveaus und dem Beginn der plastischen Verformung ein knisterndes Geräusch der abplatzenden Stahlfasern und der Zerstörung des Glasschaumgranulats ein. Durch diese gleichmäßige Zerstörung der Matrix, ergibt sich ein gleichmäßiger Verlauf ohne große Laststeigerungen. Die Gesamtverformung von ca. 55 % ist erreicht, wenn das Gefüge der Betonmatrix zerstört ist. Dabei kommt es zu erheblichen Abplatzungen.

3–Wabe (blau): Die getesteten Wabe-Elemente sind auf ein Kraftniveau von ca. 400 kN ausgelegt. Zu Beginn des Last-Verformungsverhaltens ist bei beiden Versuchstypen ein steiler Kraftanstieg (15 mm) auf das geforderte Auslegungsniveau zu erkennen. Im Folgenden bleibt das Lastniveau in etwa konstant. Ab einem Verformungsweg von 160 mm steigt die zur Verformung erforderliche Last langsam an, sodass ab einer Verformung von 285 mm eine Lasteinleitung von 1.000 kN ($\eta = 2,5$) erforderlich wird. Im weiteren Verlauf steigt die erforderliche Kraft exponentiell an, bis eine Gesamtverformung von 300 mm (80 %) erreicht ist. Der Gesamtverformungsweg ergibt sich aus dem Schließen der Rohre, daher entspricht die maximale Verformung in etwa dem Innendurchmesser der Rohre.

3a–Wabe (blau, gestrichelt): Die Wabe-Elemente mit den Rohren größerer Wandstärke sind auf ein Lastniveau von 1.100 kN ausgelegt. Zu Beginn des Versuchs ist ein schneller Kraftanstieg bei Verformungen von etwa 25 mm auf dieses Auslegungsniveau zu verzeichnen. Im Folgenden bleibt das Kraftniveau bis zu einer Verformung von ca. 105 mm konstant,

um im Anschluss fast linear anzusteigen, sodass bei einer Verformung von 235 mm eine Lasteinleitung von etwa $\eta = 2,2$ (2.450 kN) erforderlich wird. Die Gesamtverformung beträgt nur 62 % (im Vergleich zum Wabe-Basiselement mit 80 %), da die Innendurchmesser durch die Erhöhung der Wandstärken bei gleichem Außendurchmesser entsprechend geringer waren. Durch die Darstellung mithilfe des bezogenen Auslegungsniveaus wird deutlich, dass trotz Erhöhung des Auslegungsniveaus der Last-Verformungsverlauf des Wabe-Elementes relativ ähnlich ist. Der Gesamtverformungsweg wird konstruktionsbedingt kürzer und dementsprechend fällt die prozentuale Laststeigerung geringer aus.



Abbildung 93: Wabe-Element mit Einschub

3b–Wabe (blau, strichpunktiert): Bei den Stauchelementen Wabe ist ein nachträglicher Einschub von Rohren eines kleineren Durchmessers möglich (Abbildung 93). Diese Rohre beeinflussen die Steifigkeit des Stauchelements und erhöhen das Lastniveau, sobald die verstärkte Ebene beansprucht wird. Beim Tunnelvortrieb kann dementsprechend basierend auf den Erfahrungen der vorangegangenen Ausbaubauabschnitte das Last-Verformungsverhalten der Stauchelemente durch den Einschub von Stahlrohrprofilen vor Ort variiert werden. Um dieses Verhalten zu untersuchen, wurde zusätzlich zu den beiden reinen Wabe-Basiselementen bei Versuchstyp II ein Versuch mit eingeschobenen Rohren (V.II-3b) durchgeführt.

Wie bei den Wabe-Basiselementen (V.II-3) ist zu Beginn ein schneller Kraftanstieg bei Verformungen von etwa 15 mm auf das Auslegungsniveau zu verzeichnen. Im Folgenden bleibt das Kraftniveau bis zu einer Verformung von ca. 145 mm konstant, bis die innenliegenden Rohre aktiviert werden. Es folgt eine erneute Laststufe bei etwa dem 1,5-fachen des Auslegungsniveaus (entspricht ca. 600 kN). Im Anschluss steigt die zur Verformung erforderliche Last fast exponentiell an, bis zu einem bezogenen Auslegungsniveau von $\eta = 6,1$ (entspricht ca. 2.440 kN). Die Gesamtverformung beträgt 74 % (280 mm).

Zusammenfassend ist festzustellen, dass nur bei den LSC-Elementen ein kontinuierlicher Lastanstieg zu verzeichnen ist, der sich an der Festigkeitssteigerung eines Spritzbetons orientiert. Bei den anderen Elementen werden erst nach etwa 100 mm weitere Lastreserven aktiviert. Versuch II-3b zeigt, dass eine zusätzliche Laststeigerung bei einem Wabe-Element durch innenliegende Rohre ermöglicht wird.

Generell liegen die Stauchwege der Elemente – ausgenommen bei dem Wabe-Basiselement mit ca. 80 % Gesamtverformung – bei einer maximalen Gesamtverformung von 58 – 64 % deutlich unter dem erwarteten Verformungsweg von 75 % (Kapitel 5.4.3).

Eine Gegenüberstellung aller Ergebnisse aus den Versuchstypen I und II ist in Tabelle 10 zu sehen. In Anhang A.3-2 sind diese Daten in den Last-Verformungsdiagrammen der jeweiligen Versuche abgebildet.

Tabelle 10: Gegenüberstellung der Ergebnisse aus den Versuchsreihen I und II (abgelesen aus den Mittelwerten)

		Versuch I				Versuch II				
		LSC 1	hiDCon 2	Wabe		LSC 1	hiDCon 2	Wabe		
				3	3a			3	3a	3b
Auslegungsniveau	[kN]	400	600	400	1.100	400	600	400	1.100	400+Ein.
Elementhöhe	[mm]	420	400	380	380	420	400	380	380	380
Anfangsverformung bis auf Auslegungsniveau	[mm]	5	10	15	22	10	7	15	25	15
Verformung auf Auslegungsniveau (± 100 kN)	[mm]	20	145	160	83	15	140	175	85	145
Verformung Übergangsbereich	[mm]	190	35	105	100	185	43	85	100	95
Maximal erreichte Last vor Beginn des exp. Lastanstiegs	[kN]	1.700	1.000	1.000	1.900	1.780	1.060	900	2.000	1.380
Bezogener Ausnutzungsfaktor η zu Beginn des exp. Lastanstiegs	[-]	4,3	1,7	2,5	1,7	4,5	1,8	2,3	1,8	3,5
Verformung mit exp. Lastanstieg am Ende	[mm]	30	35	20	30	25	30	20	25	25
Maximal erreichte Last	[kN]	2.180	1.780	2.280	2.470	2.225	1.570	1.530	2.430	2.440
Bezogener Ausnutzungsfaktor η	[-]	5,5	3,0	5,7	2,2	5,6	2,6	3,8	2,2	6,1
ges. Verformung	[mm]	245	225	300	235	235	220	295	235	280
	[%]	58	56	79	62	56	55	78	62	74

Vergleich Versuchstyp III – Einfluss des Elementtyps

Im dritten Versuch werden die Stauchelemente durch die gegenseitige Neigung der Auflager einseitig stärker belastet. Diese Belastungssituation wurde mithilfe einer Styrodur-Einlage (Abbildung 94b) erreicht. Die gemittelten Last-Verformungsverläufe der drei Stauchsysteme sind in Abbildung 94a bezogen auf das jeweilige Auslegungsniveau dargestellt. Die Diagramme zum Last-Verformungs- sowie zum Spannungs-Dehnungsverhalten sind zum Vergleich in Anhang A.3-1 abgebildet.

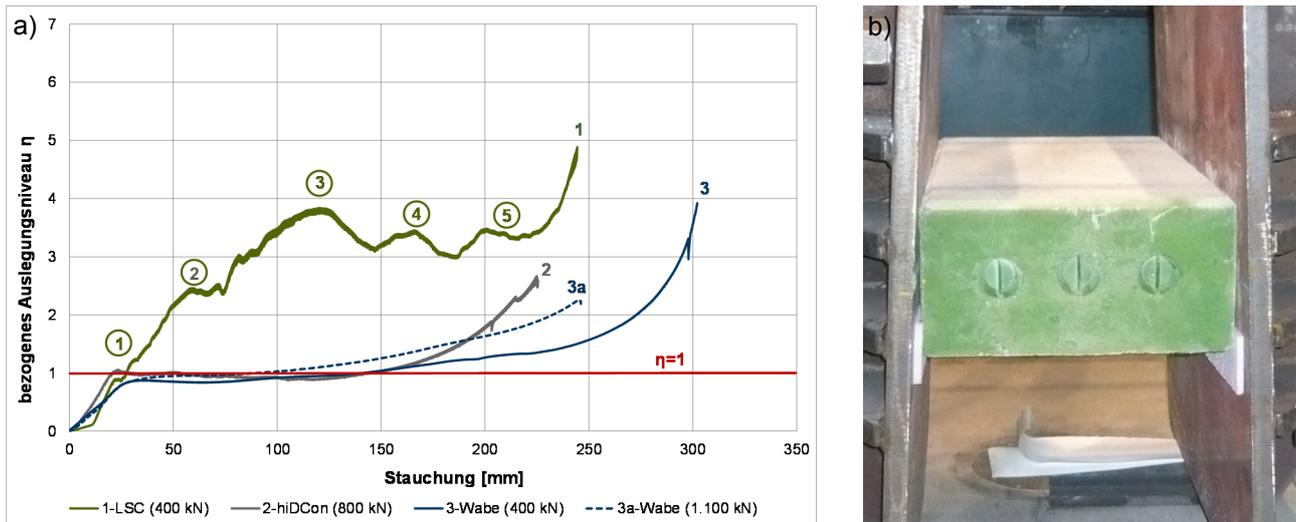


Abbildung 94: (a) Mittlere Last-Verformungsverläufe der unterschiedlichen Stauchelemente bezogen auf das Auslegungsniveau, Versuch III und (b) Darstellung der Styrodur-Einlagen bei Versuch III-2 (hiDCon-Element)

Auffällig für den Versuchstyp III sind unabhängig vom Elementtyp die großen Anfangsverformungen, die auf ein primäres Nachgeben der weichen Styrodur-Einlagen zurückzuführen sind. Bis zum vollen Anliegen der Elemente an den Auflagerplatten wird ein kleiner Weg zurückgelegt, bis sich das Element in die richtige Position gebracht hat. Anschließend erreichen die drei Stauchttypen auch hier wieder schnell das geforderte Lastniveau. Die Verläufe der Last-Verformungskurven werden durch die Verdrehung nur geringfügig beeinflusst.

1-LSC (grün): Der Last-Verformungsverlauf des LSC-Elementes bei Versuchstyp III weist nicht die ausgeprägten Oszillationen der beiden ersten Versuchstypen auf. Konstruktionsbedingt werden auch bei diesem Versuch fünf Verformungsniveaus (grün nummeriert) erreicht, welche jedoch weniger steil ausgeprägt sind. Durch die gegenläufige Neigung der Auflager entsteht eine einseitige Belastung des Elements, wodurch eine Seite durch die andere stabilisiert wird. Dies würde auch den Last-Verformungsverlauf mit den geringeren Oszillationen erklären.

2-hiDCon (grau): Auch bei diesem Versuchstypen setzt die Verformung der Elemente nach Erreichen des Auslegungsniveaus bei gleichbleibender Last ein. Nach einem Verformungsweg von etwa 140 mm steigt die zur Verformung erforderliche Kraft bis hin zum maximalen Verformungsniveau von ca. 225 mm bei einer maximalen Lasteinleitung steil an. Diese maximale Lasteinleitung gleicht in etwa einem Auslegungsniveau von $\eta = 2,7$ (entspricht ca. 2.130 kN).

3-Wabe (blau): Auch die Last-Verformungskurve des dritten Versuchstyps der Wabe-Elemente sieht im mittleren Bereich nahezu identisch aus, nur zum Ende des Versuchs ist der Lastanstieg weniger steil als bei den Versuchen I und II. Das Auslegungsniveau wird über

einen sehr langen Verformungsweg zwischen 165 mm konstant gehalten und steigt danach zunächst langsam an und endet bei einem bezogenen Auslegungsniveau von $\eta = 3,9$.

3a-Wabe (blau, gestrichelt): Die Versuchstypen Wabe mit dem höheren Auslegungsniveau zeigen einen ähnlichen Verlauf wie in den Versuchen I und II, nach der größeren Anfangsverformung.

Eine Gegenüberstellung aller Ergebnisse aus Versuchsreihe III ist in Tabelle 11 zu sehen, die Herleitung der Werte wird in Anhang A.3-2 gezeigt.

Tabelle 11: Gegenüberstellung der Ergebnisse aus der Versuchsreihe III (abgelesen aus den Mittelwerten)

		Versuch III			
		LSC 1	hiDCon 2	Wabe	
				3	3a
Auslegungsniveau	[kN]	400	800	400	1.100
Elementhöhe	[mm]	420	400	380	380
Anfangsverformung bis auf Auslegungsniveau	[mm]	20	25	30	45
Verformung auf Auslegungsniveau (± 100 kN)	[mm]	15	140	165	65
Verformung Übergangsbereich	[mm]	190	30	85	105
Maximal erreichte Last vor Beginn des exp. Lastanstiegs	[kN]	1.530	1.300	1.100	1.950
Bezogener Ausnutzungsfaktor η zu Beginn des exp. Lastanstiegs	[-]	3,8	3,3	2,8	1,8
Verformung mit exp. Lastanstieg am Ende	[mm]	20	30	20	30
Maximal erreichte Last	[kN]	1.950	2.130	1.570	2.480
Bezogener Ausnutzungsfaktor η	[-]	4,9	2,7	3,9	2,3
ges. Verformung	[mm]	245	225	300	245
	[%]	58	56	79	64

5.4.5 Vergleichende Interpretation der Versuchsergebnisse

Die Versuche zum duktilen Bauteilverhalten von Stauelementen haben gezeigt, dass die geprüften Systeme prinzipiell die geforderte Verformbarkeit für den bautechnischen Einsatzzweck erfüllen. Abhängig vom Stauchsystem sind Unterschiede erkennbar, die aber keinen signifikanten Einfluss auf die Praxistauglichkeit der Elemente oder die Sensibilität hinsichtlich Imperfektionen haben. Nachstehend werden noch einmal wesentliche Betrachtungen in Tabelle 12 zusammengefasst. (Wiese, 2011)

Tabelle 12: Gegenüberstellung des Systemverhaltens der geprüften Stauchelemente nach Wiese (2011)

	1 - LSC			2 - hiDCon			3 - Wabe			3a - Wabe		
Auslegungsniveau	400 kN			600 kN			400 kN			1.100 kN		
	V.I-1	V.II-1	V.III-1	V.I-2	V.II-2	V.III-2	V.I-3	V.II-3	V.III-3	V.I-3a	V.II-3a	V.III-3a
Verformung auf Auslegungsniveau (± 100 kN) in mm	20 ¹⁾	15 ¹⁾	15 ¹⁾	145	140	140	160	175	165	105	100	65
Erreichte Gesamtverformung in mm	245	235	245	225	220	225	300	295	300	235	235	245
Definition Gesamtverformungsweg	Höhe des Elements abzüglich der Führungsrohre			Porenraum, Abplatzungen			Innendurchmesser der Rohre					
Arbeitsweise	Stahlzylinder verformen sich in Wellenform in einen Ringraum			Kleine Hohlkörper werden beim Lasteintrag zerstört, Volumenänderung führt zur Stauchung			Horizontale Rohre werden unter Belastung nahezu flach gedrückt					
Einstellung Laststufen	Anzahl, Wandstärke und unterschiedliche Höhen der Zylinder			Zusammensetzung der Betonmatrix hinsichtlich Faser- und Hohlraummaterial			Wandstärke der Rohre (Variation verschiedener Stärken bei mehreren Lagen ermöglicht anderes Lastverformungsverhalten) ²⁾					
Einstellung Gesamtverformungsweg	Zylinderhöhe			Elementhöhe (Anzahl der Lamellen)			Elementhöhe (Anzahl der Rohrlagen und -durchmesser)					

¹⁾ In den Laststufen wurden Oszillationen von bis zu 400 kN gemessen. Weitere Laststufen über 40 mm im Bereich von 1000 kN und zwischen 1400 und 1800 kN erreicht.

²⁾ Durch das Einschieben kleiner Rohre in die Hauptrohre kann eine gezielte Widerstandserhöhung nach einer definierten Verformung erreicht werden (vgl. V.II-3b).

Alle Elemente haben das geforderte Auslegungsniveau von 400 kN erreicht, abhängig vom System wurde es über einen unterschiedlich langen Verformungsweg gehalten. Hierbei unterscheidet sich der Last-Verformungsverlauf der LSC-Elemente durch stufenweise Schwankungen deutlich von den Verläufen der anderen geprüften Systeme. Jedoch ist dieser Elementtyp der einzige, der eine kontinuierliche Laststeigerung aufweisen kann.

Die Spritzbetonfestigkeit nimmt gerade in der ersten Zeit erheblich zu, sodass der Spritzbeton mit der Zeit auch höhere Lasten aufnehmen kann. Durch eine gleichzeitige, an die Festigkeitsentwicklung angepasste, Laststeigerung der Stauchelemente ist eine Erhöhung des Ausbauwiderstandes möglich. Ein höherer Ausbauwiderstand ermöglicht planmäßig geringere Konvergenzen. Daher ist ein langes Verharren des Last-Verformungsverhaltens der Stauchelemente auf dem Auslegungsniveau nicht notwendig bzw. nicht wirtschaftlich.

Der Gesamtverformungsweg ist abhängig vom Aufbau der unterschiedlichen Elemente. In der Praxis sollte der Gesamtverformungsweg so gewählt werden, dass die Außenschale spätestens bei Erreichen des maximalen Stauchpotentials die einwirkenden Lasten aus dem Gebirge aufnehmen kann.

Ergänzend ist anzumerken, dass die Versuchsrandbedingungen sehr moderat gewählt wurden. Nach Auswertung von Bildmaterial unterschiedlicher Tunnelvortriebe mit Einsatz einer

nachgiebigen Spritzbetonschale inklusive Stauelementen zeigt sich, dass durchaus größere Exzentrizitäten auftreten, als die hier gewählten. Um den Einfluss von Schiefstellungen auf die Elemente intensiver herauszuarbeiten, müssten die Randbedingungen bei den Versuchen II und III dementsprechend angepasst werden.

5.5 Diskussion der Untersuchungsergebnisse und Interpretation der Ergebnisse im Hinblick auf das Gesamttragverhalten

Die umfassende Analyse von Versuchs- und Projektdaten zur zeitabhängigen Entwicklung der Spritzbetondruckfestigkeit in Kapitel 5.2 ermöglicht eine auf einer ausreichenden Datengrundlage beruhende Beurteilung der bekannten mathematischen Modelle. Das aus den Daten entwickelte empirische Prognosemodell lässt eine differenziertere Annahme der zeitlichen Festigkeitsentwicklung als die bekannten mathematischen Modelle zu.

Für die Dimensionierung der Spritzbetonschale spielt die zeitliche Entwicklung der Festigkeit eine geringere Rolle als die zeitliche Entwicklung der Steifigkeit. Ein weiterer Schritt ist die Entwicklung eines ähnlichen empirischen Prognosemodells zur Beschreibung der zeitabhängigen Steifigkeitsentwicklung. Da das Prognosemodell nicht nur Versuchs- sondern auch Praxisdaten berücksichtigt, wird einerseits auf eine wesentlich größere Datengrundlage zurückgegriffen und andererseits ist die Bandbreite der Variationen von Rezepturen viel größer. Die jetzige Datenbank der zeitabhängigen Steifigkeitsentwicklungen von Spritzbeton ist momentan noch zu wenig umfangreich, um statistisch repräsentative Aussagen treffen zu können.

Mithilfe der experimentellen Untersuchungen zum zeitabhängigen Materialverhalten von Spritzbeton in Kapitel 5.3 ist es gelungen, eine erste Basis für vertiefende Untersuchungen zu schaffen. So existieren bisher kaum experimentelle Ergebnisse zum zeitabhängigen Materialverhalten von Spritzbetonrezepturen, die neben dem Festigkeits- auch das Steifigkeits- und Kriechverhalten des jungen Spritzbetons berücksichtigen. Mit dieser Versuchsreihe kann in den folgenden numerischen Untersuchungen das zeitabhängige Materialverhalten des Spritzbetons integriert werden (Kapitel 7 und Kapitel 8), was u. a. zu genaueren Ergebnissen bei der Spannungsverteilung in der Spritzbetonschale führt.

Aufbauend auf dieser exemplarischen Versuchsrezeptur können zukünftig weitere Untersuchungen durchgeführt werden, um eine statistisch repräsentative Datengrundlage zu erlangen, welche mehr Aussagekraft als eine einzelne Versuchsreihe besitzt. Zusätzlich sollte neben dem Kriech- auch das Schwindverhalten des jungen Spritzbetons untersucht werden, da die in der Langzeitbelastungsanlage gemessenen Verformungen theoretisch um die Schwindverformungen reduziert werden müssten, um die reinen Kriechverformungen bestimmen zu können.

Die Untersuchungen zum Systemverhalten von Stauelementen in Kapitel 5.4 ermöglichen eine vergleichbare Aussage zum Verformungsverhalten der einzelnen Systeme, da die Stauelemente erstmals unter gleichen Ausgangs- und Randbedingungen geprüft wurden. Die Ergebnisse zeigen, dass sich kleinere Imperfektionen bei der Lagerung nicht signifikant auswirken. In der Praxis können jedoch größere Imperfektionen als untersucht vorliegen (Tauerntunnel), (Brenner-Basistunnel); diese beeinflussen das Last-Verformungsverhalten der Stauelemente durchaus.

Mithilfe der experimentellen Ergebnisse ist es möglich, die einzelnen Systeme numerisch abzubilden, indem die Versuche nachgerechnet werden. Diese Ergebnisse können entweder auf andere Geometrien der Stauelemente übertragen werden oder ein möglicher Einfluss von größeren Imperfektionen auf das Systemverhalten kann numerisch untersucht werden.

Im Gesamtsystem ist zu untersuchen, ob ein fehlerhafter Einbau zudem zu lokalen Pressungen in der Spritzbetonschale führen kann und inwieweit diesen Belastungen durch lokale Bewehrungszulagen in der Praxis Rechnung getragen wird.

6 Prognose von druckhaftem Gebirgsverhalten

6.1 Berechnungsmethoden

Für eine einfache Abschätzung des Ausmaßes der zu erwartenden Konvergenzen in der Planungsphase existieren Definitionen, die auf unterschiedlichen Grundlagen basieren und in Kapitel 2.2 vorgestellt wurden. Wie präzise diese Ansätze sind, wird in der Literatur diskutiert und in Frage gestellt (Barla, 2001; Anagnostou & Cantieni, 2007; Schubert, 2016). Eine zusammenfassende Untersuchung an einem Praxisbeispiel erfolgte bisher jedoch nicht. In Kapitel 6.2 werden daher am Beispiel der gemessenen Konvergenzen im Tauerntunnel die Verfahren zur Definition von druckhaftem Gebirgsverhalten angewendet und bewertet.

Zur Berechnung der Wechselwirkung zwischen Gebirge und Ausbau, stellt das in Kapitel 4.1.1 vorgestellte Kennlinienverfahren (KLV) ein einfaches analytisches Bemessungsverfahren im Untertagebau dar, welches stetig ergänzt und weiterentwickelt wird. Ob sich das KLV trotz beschränktem Anwendungsbereich für einen Einsatz in druckhaftem Gebirge mit großem Primärspannungszustand und hohen Konvergenzen eignet, wird stetig diskutiert vgl. Cantieni & Anagnostou (2009a), Li (2009), Cantieni & Anagnostou (2009b) und Radoncic (2011). In Kapitel 6.3 wird ein MATLAB-Berechnungsmodell vorgestellt, in welches unterschiedliche Ansätze zur Erstellung der Kennlinien im KLV implementiert sind. Mithilfe des Berechnungsmodells werden in einem ersten Schritt passende Ansätze zur Berechnung des Systemverhaltens am Tauerntunnel ausgewählt und in einem zweiten Schritt die in Kapitel 5 vorgestellten Modelle zum Verhalten von Spritzbeton und Stauchelementen ergänzt. Abschließend wird die Eignung des KLV in druckhaftem Gebirge auf Grundlage der Berechnungsergebnisse kritisch bewertet.

6.2 Überprüfung der Definitionen anhand des Referenzprojekts Tauerntunnel

Die in Kapitel 2.2 vorgestellten Modelle zur Definition von druckhaftem Gebirgsverhalten sollen eine einfache und schnelle Beurteilung ermöglichen. Teilweise wird damit zusätzlich die Intensität von druckhaftem Gebirgsverhalten vorausgesagt. In diesem Kapitel wird am Beispiel des Tauerntunnels analysiert, inwieweit sich die Modelle wirklich zur Identifizierung der Merkmale für druckhaftes Gebirgsverhalten eignen. Dazu werden in einem ersten Schritt die gemessenen Konvergenzen am Tauerntunnel ausgewertet und mit dem jeweiligen Ausbau in Zusammenhang gebracht. In einem zweiten Schritt werden die Definitionen zu druckhaftem Gebirgsverhalten angewendet und mit den gemessenen Konvergenzen verglichen. Abschließend erfolgt eine Beurteilung der verschiedenen Definitionen zur Vorhersage von druckhaftem Gebirgsverhalten.

6.2.1 Analyse der aufgetretenen Konvergenzen

Zunächst werden die maximal aufgetretenen Konvergenzen am Tauerntunnel analysiert; die Konvergenzen sollen einen Aufschluss über das tatsächlich aufgetretene druckhafte Gebirgsverhalten geben. Dazu sind die gemessenen maximalen Konvergenzen in Abbildung 95 in grün eingetragen. Zur Orientierung ist die Gebirgsüberlagerung in blau dargestellt.

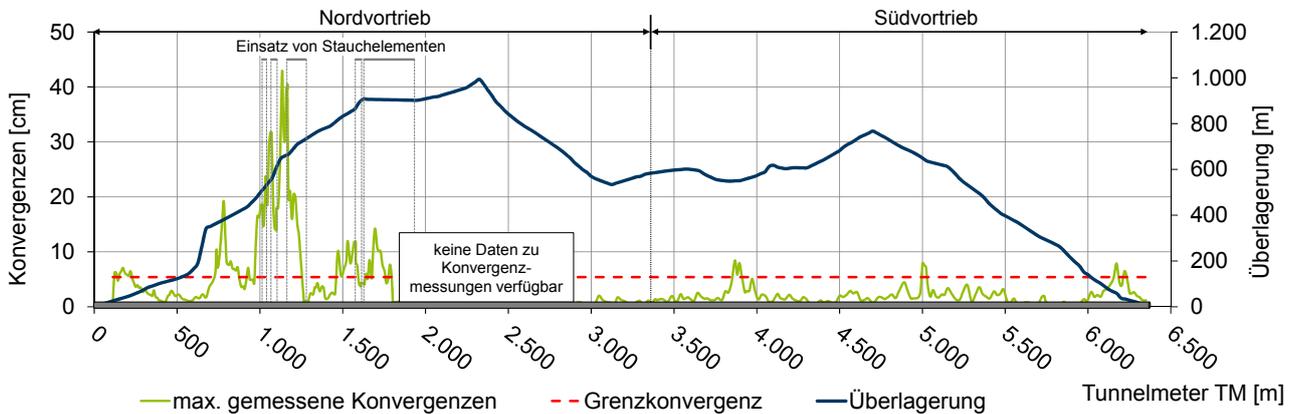
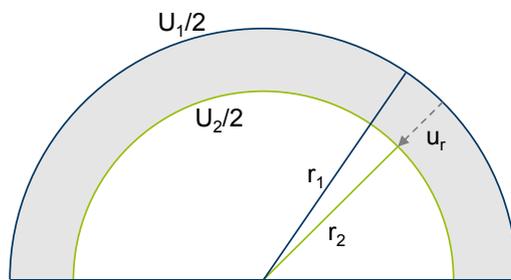


Abbildung 95: Maximal aufgetretene Konvergenzen im Tauerntunnel und schadlos aufzunehmende Grenzkonvergenz der monolithischen Spritzbetonschale nach Porr (2007-2009)

Darüber hinaus wird auf Grundlage des in Abbildung 96 beschriebenen Verhältnisses zwischen Tangentialverkürzungen der Spritzbetonschale und Radialverformungen des Gebirges eine minimale Grenzkonvergenz berechnet, welche von der monolithischen Spritzbetonschale schadlos aufgenommen werden kann. Dazu wird der Querschnitt des Kalottenvortriebs vereinfachend als Halbkreis angenommen. Dementsprechend reduziert sich der Radius r_1 der ausgebrochenen Kalotte um die maximale Verschiebung u_r zum daraus resultierenden Radius r_2 . Die mögliche Tangentialverkürzung u_t der Spritzbetonschale ergibt sich aus dem von Pöttler (1997a) angegebenen maximalen Stauchpotential des Spritzbetons von $\varepsilon_{SpB} = 1\%$. Unter Einbeziehung des Außendurchmessers $D_1 = 2 \cdot r_1 = 10,80$ m resultiert demnach eine schadlos aufnehmbare Radialverformung, oder Grenzkonvergenz, des Spritzbetons für den Kalottenvortrieb von $u_r = 5,4$ cm.



$$U_1 = 2 \cdot \pi \cdot r_1 \quad ; \quad U_2 = 2 \cdot \pi \cdot r_2$$

$$u_t = \frac{U_1 - U_2}{2} \quad ; \quad u_r = r_1 - r_2$$

$$u_r = \frac{u_t}{\pi}$$

Abbildung 96: Geometrische Herleitung – Zusammenhang zwischen Tangential- und Radialverschiebung bei einem Kalottenvortrieb

In Abbildung 97 ist diese Grenzkonvergenz über den gesamten Tunnellängsschnitt dargestellt (rot). Wird diese Grenzkonvergenz über die gemessenen Konvergenzen gelegt, zeigt sich, dass die maximalen Konvergenzen im Südvortrieb nur an drei Stellen überschritten werden. Im gesamten Südvortrieb wurden keine konvergenzbedingten Schäden an der monolithischen Spritzbetonschale verzeichnet. Im Nordvortrieb kam es in einzelnen Bereichen mit monolithischer Spritzbetonschale zu Nachbrüchen, wie bspw. um TM 1.135. Daher wurden im Nordvortrieb bereichsweise Stauchelemente eingesetzt.

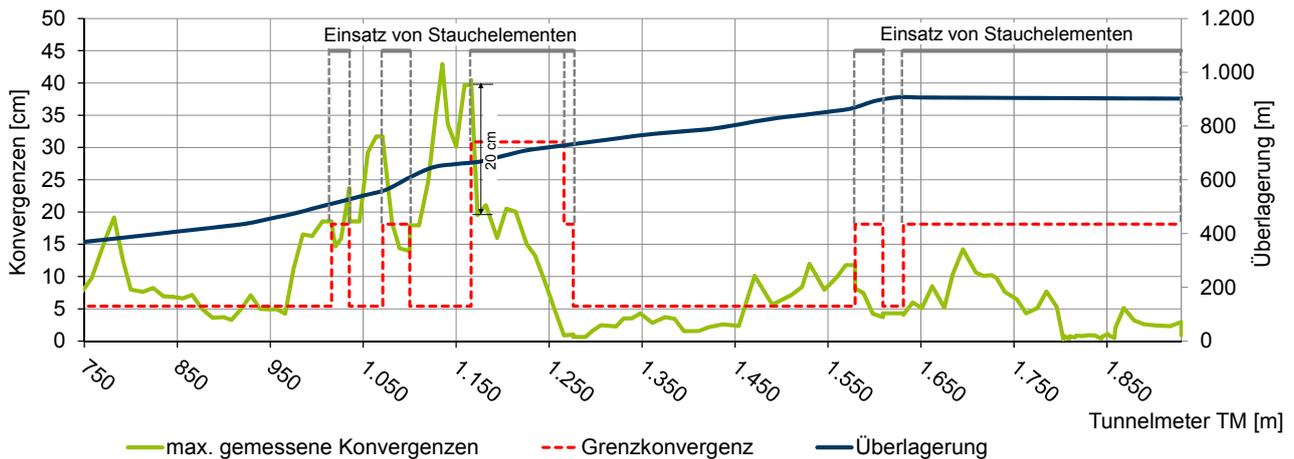


Abbildung 97: Maximal aufgetretene Konvergenzen im Nordvortrieb sowie schadlos aufzunehmende minimale Grenzkonvergenz

Da beim Südvortrieb kein extrem druckhaftes Gebirgsverhalten aufgetreten ist, wird dieser Abschnitt nicht weiter betrachtet, sodass sich die Analyse auf die druckhaften Bereiche beim Nordvortrieb beschränkt. Abbildung 97 konzentriert sich zudem auf die Bereiche, in denen Konvergenzmessungen vorliegen. Die maximal aufgetretenen Konvergenzen (grün) werden der schadlos aufzunehmenden minimalen Grenzkonvergenz der ausgeführten Spritzbetonschale (rot) gegenübergestellt. Bei der Grenzkonvergenz ist hierbei das erhöhte Stauchpotential aus den bereichsweise eingebauten Stauchelementen (SE) zusätzlich berücksichtigt; in diesen Bereichen erhöht sich die mögliche tangentiale Verformung um das Stauchpotential der Elemente. Das minimale Stauchpotential beträgt je nach System etwa 50 % der Elementhöhe; die Höhe der eingesetzten Elemente beträgt 40 cm. Bei zwei Elementen, links und rechts im Kämpfer, entspricht dies tangentialen Verschiebungen von $u_{t,SE,2} = 40$ cm und bei zwei Reihen pro Seite $u_{t,SE,4} = 80$ cm. Nach Addition der möglichen Dehnung des Spritzbetons ergeben sich für die Bereiche mit Stauchelementen radiale Grenzkonvergenzen von $u_{r,SE,2} = 18$ cm bzw. $u_{r,SE,4} = 31$ cm. Auffällig ist, dass hohe Konvergenzen in mehreren Bereichen mit monolithischer Schale auftraten, diese aber direkt abnahmen, sobald Stauchelemente eingesetzt wurden. Exemplarisch ist der Abschnitt zwischen TM 1.100 und TM 1.300 hier herausgegriffen; die hohen Konvergenzen verringern sich unter dem Einsatz von Stauchelementen um etwa 20 cm.

In Abbildung 98 ist zusätzlich das Verhältnis aus maximal aufgetretenen Konvergenzen und den auf den jeweiligen Ausbau bezogenen Grenzkonvergenzen dargestellt (hellblau). Liegt der Verhältniswert unterhalb der schwarzen Linie, so liegen die Konvergenzen unterhalb der jeweiligen Grenzkonvergenz. Die Betrachtung des Verhältnisses aus maximaler Konvergenz und Grenzkonvergenz sowie die Analyse der maximalen Konvergenzen zeigen, dass mit dem Einsatz von Stauchelementen die maximal aufgetretenen Konvergenzen rückläufig waren und letztlich unterhalb der Grenzkonvergenz lagen. In den Bereichen davor traten hohe Konvergenzen auf, die den Grenzwert um ein Vielfaches überschritten haben. Die großen Gebirgsverformungen sind nicht immer direkt aufgetreten, sondern die Bereiche wurden erst später als stark druckhaft identifiziert.

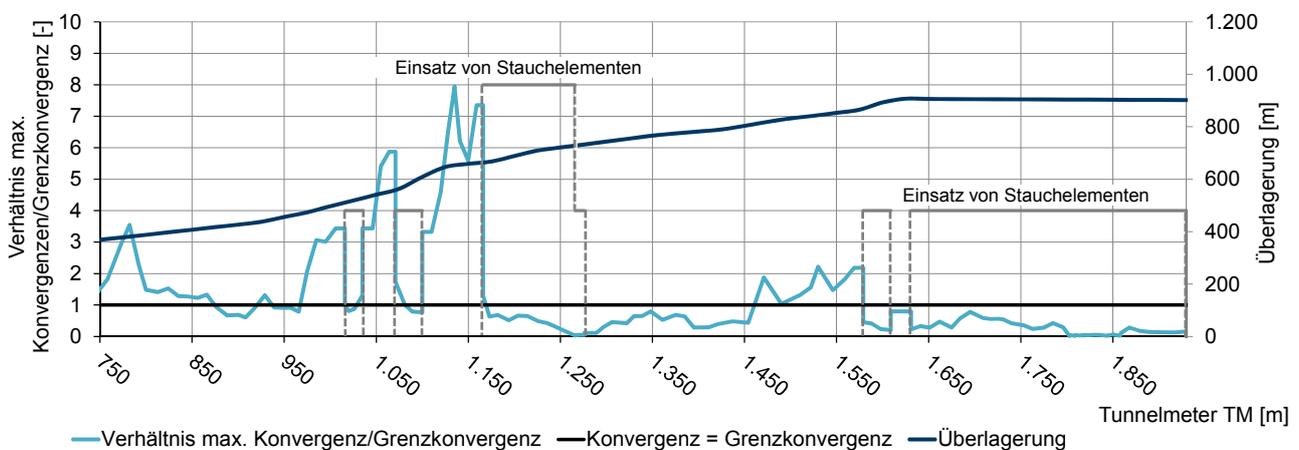


Abbildung 98: Maximal aufgetretene Konvergenzen im Nordvortrieb im Verhältnis zur jeweiligen Grenzkonvergenz

Ein wichtiger Aspekt bei der Definition von druckhaftem Gebirgsverhalten ist der tatsächliche Einfluss der Überlagerungshöhe bzw. der daraus resultierenden Primärspannung auf das Gebirgsverhalten. Im Tauerntunnel wurden im geomechanischen Bericht (ASFiNAG, 2002) Gebirgsarten (GA) auf Grundlage von Bohrkernen und den Erfahrungen vom Bau der ersten Röhre des Tauerntunnels definiert. Die Lithologie sowie die Gesteins- und Gebirgs-kennwerte der Gebirgsarten GA1-GA5 des Nordvortriebs sind in Anhang A.4 zusammengefasst. In Abbildung 99 sind die gemessenen Konvergenzen im Zusammenhang mit den im geomechanischen Bericht prognostizierten Gebirgsarten und der Überlagerung für den Nordvortrieb dargestellt. Die maximal gemessenen Konvergenzen in den ersten zwei Bereichen sind bei geringerer Überlagerung größer als in den nachfolgenden Bereichen mit höherer Überlagerung. Die Gebirgs- und Gesteinskennwerte (GSI , E , σ_{ci}) wurden gerade bei GA1 und GA2 als sehr gering prognostiziert.

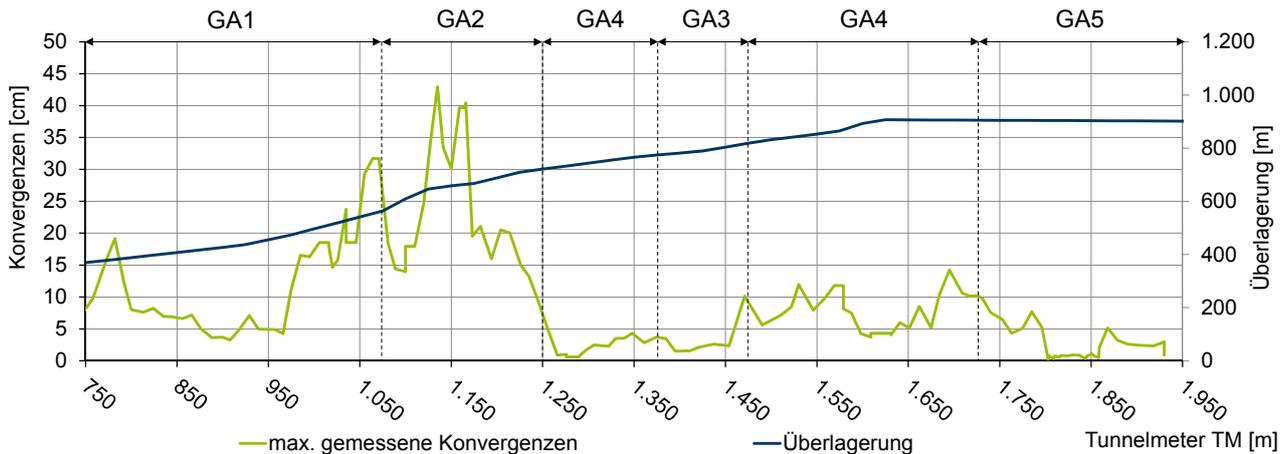


Abbildung 99: Maximal aufgetretene Konvergenzen im Nordvortrieb im Verhältnis zur prognostizierten Gebirgsart

Die Einteilung des Tauerntunnels in die Gebirgsarten beruht auf den Informationen aus der geomechanischen Planung, die Erfahrungen beim Bau bestätigen die Erkenntnis zum Einfluss der Überlagerungshöhe aus Abbildung 99 jedoch. Die Überlagerungshöhe alleine ist kein Kriterium für das Auftreten von druckhaftem Gebirgsverhalten. Nach Gebhardi (2017) variierte die Intensität der Gebirgsverformung bzw. des Gebirgsdrucks in einer druckhaften Strecke in der Regel stark. Bei gleich bleibender Ausbruchssicherung, gleicher Überlagerung und derselben lithologischen Einheit ließen sich häufig auf kurzer Distanz sprunghafte Änderungen der Konvergenzen um ein Vielfaches feststellen. Auch der Einfluss der Überlagerungshöhe auf die Äußerungen des druckhaften Gebirges konnten empirisch nicht eindeutig festgestellt werden. Die wechselhaften Verformungs- und Festigkeitseigenschaften des Gebirges schienen einen viel größeren Einfluss auf Verformung und Druck gehabt zu haben als die Überlagerungshöhe.

Die Kernaussage der Konvergenzanalyse ist, dass die Beurteilung der tatsächlichen Intensität des druckhaften Gebirgsverhaltens nur aus der gemeinsamen Betrachtung von Gebirgsverhalten und der Art des Ausbaus erfolgen kann. Die Analyse hat gezeigt, dass die Verformungen je nach Ausbautyp unterschiedlich ausgeprägt sind. Da die Definitionen für druckhaftes Gebirgsverhalten keinen nachgiebigen Ausbau berücksichtigen, wird eine genaue Vorhersage der Gebirgsdeformation unter Verwendung eines nachgiebigen Ausbaus in der Regel nicht möglich sein. Inwieweit sie jedoch anzeigen können, in welchen Bereichen mit hohen Gebirgsdrücken zu rechnen ist, ist in einer genaueren Analyse zu untersuchen.

6.2.2 Analyse der Definitionen

Die Definitionen von Singh et al. (1992) und Goel et al. (1995) beruhen auf dem Q-Klassifizierungssystem nach (Barton et al., 1974). In der baugelogeologischen Dokumentation zum

und damit die Konvergenzen im Nordvortrieb unterschätzt, im Südvortrieb jedoch die Druckhaftigkeit nicht so stark überschätzt, wie es durch die anderen Modelle geschieht.

6.2.3 Diskussion und Zusammenfassung

In der Theorie ist der Ansatz nach Radoncic (2011) nachvollziehbar; druckhaftes Gebirgsverhalten tritt dann auf, wenn die monolithische Spritzbetonschale den aufgezwungenen Verformungen nicht mehr schadlos standhalten kann. Jedoch kann anhand des Modells keine differenzierte Beurteilung des druckhaften Gebirgsverhaltens am Tauerntunnel prognostiziert werden. Radoncic (2011) gibt an, dass das Modell nur bei Reibungswinkeln von $\rho < 30^\circ$ mit einer ausreichenden Genauigkeit anwendbar ist; in der Berechnung des Referenzprojekts werden keine größeren Reibungswinkel berücksichtigt. Die Analyse der im Tauerntunnel aufgetretenen Konvergenzen hat gezeigt, dass die schadlos aufnehmbare Deformation der Spritzbetonschale im Tauerntunnel größer war als nach Pöttler (1997a) angenommen. Radoncic (2011) geht mit einem geringeren Dehnungspotential des Spritzbetons von 0,45 % in die Berechnungen. Dies kann ein Erklärungsansatz dafür sein, dass das druckhafte Gebirgsverhalten generell überschätzt wird.

Zusammenfassend ist festzustellen, dass die Modelle lediglich eine erste Identifizierung von druckhaften Gebirgsbereichen ermöglichen, jedoch keine genaue Definition erlauben. Zudem bedingt das Ausbaukonzept das druckhafte Gebirgsverhalten, daher kann eine Definition nicht ohne dessen Berücksichtigung erfolgen. Die Auswirkungen der Einflussparameter wurden am Beispiel des Tauerntunnels zwar aufgezeigt, jedoch konnte allein anhand der Gebirgseigenschaften keine deutliche Definition für druckhaftes Verhalten gewählt werden. Ebenso ist auch ein Einfluss der Überlagerungshöhe weder anhand der aufgetretenen Konvergenzen noch aus den Erfahrungen beim Bau des Tunnels abzuleiten.

6.3 Anwendung des KLV in druckhaftem Gebirge unter Verwendung eines entwickelten MATLAB-Berechnungsmodells

Das Kennlinienverfahren (KLV) ist ein bewährtes analytisches Verfahren im Gebirgstunnelbau, das die Interaktion zwischen Gebirge und Ausbau inklusive zeitlich veränderlicher Materialeigenschaften abbildet. In der Tunnelbaupraxis findet das Verfahren regelmäßig Anwendung; so wurden bspw. beim Tauerntunnel die Gebirgsverhaltenstypen mit dem KLV bestimmt (ASFiNAG, 2006). So soll die Eignung für einen nachgiebigen Ausbau mit Stauchelementen am Beispiel des Tauerntunnels analysiert werden.

Dazu wird in diesem Kapitel ein Berechnungsmodell zur Nutzung des KLV mit dem Programm MATLAB vorgestellt; darin sollen die gängigsten Modelle zur Bestimmung der Kenn-

linien implementiert werden. Das Berechnungsmodell ermöglicht eine anschauliche Handhabung des KLV; die einzelnen Kennlinien können in Parameterstudien gegenübergestellt werden und das KLV kann mit den ausgewählten Modellen durchgeführt werden.

Das MATLAB-Berechnungsmodell wird am Beispiel des Tauerntunnels angewendet, wobei der Schwerpunkt dabei auf der Validierung von Gebirgskennlinie (GKL) und Ausbaukennlinie (AKL) liegt. Mithilfe der Daten zur Festigkeitsentwicklung des Spritzbetons wird ein Modell zur Beschreibung der zeitabhängigen Festigkeit zur Erstellung der AKL mit monolithischem Spritzbetonausbau gewählt. Zur Beschreibung des Gebirgsverhaltens am Tauerntunnel wird das Berechnungsmodell für die GKL durch Auswertung der Verschiebungsmessungen bestimmt.

In einem zweiten Schritt wurde die AKL um den nachgiebigen Ausbau erweitert, indem die Erkenntnisse aus den in Kapitel 5.4 beschriebenen Versuchen zum Systemverhalten der Stauchelemente sowie das zeitabhängige Materialverhalten des Spritzbetons nach dem in Kapitel 5.3 entwickelten, empirischen Prognosemodell für Spritzbetonfestigkeiten implementiert wurden. Abschließend wurde eine exemplarische Berechnung durchgeführt, die den numerischen Berechnungsmodellen in Kapitel 8 gegenübergestellt wird.

6.3.1 Beschreibung des entwickelten MATLAB-Berechnungsmodells zur Anwendung des KLV

Wie in Kapitel 4.1.1 beschrieben, setzt sich das KLV aus der Kombination der GKL mit der AKL zusammen. Zusätzlich kann die radiale Verschiebung in Tunnellängsrichtung (LDP) berücksichtigt werden. Für die Berechnungen der einzelnen Kennlinien existieren unterschiedliche Ansätze; die gängigsten Ansätze nach Gschwandtner & Galler (2012) wurden in das MATLAB-Berechnungsmodell implementiert.

Aufbau des textbasierten MATLAB-Berechnungsmodells zum KLV

Das MATLAB-Berechnungsmodell stellt ein Hilfsmittel zur Verwaltung der komplexen Ansätze zu den einzelnen Kennlinien (GKL, AKL und LDP) im KLV dar. Die Programmierung zur Anwendung und zum Vergleich der analytischen Ansätze des Kennlinienverfahrens wurde textbasiert umgesetzt, indem für jede Kennlinie und die jeweiligen Eingabeparameter ein eigenes Skript erstellt wurde. Abbildung 101 fasst die Rechenstrukturen der programmierten Skripte zusammen. Die Eingabe der Gebirgsparameter erfolgt in dem Skript „EingabeparameterGKL“, anschließend werden die Hoek-Brown Parameter berechnet. Die Wahl der Skripte „GKL₁ – GKL₉“ ermöglicht die Auswahl eines oder mehrerer Ansätze zur Berechnung der GKL. Auf der Grundlage der Eingabeparameter wird bzw. werden die ausgewählten GKL berechnet und gegenübergestellt. Anschließend sind die Parameter zur Erstellung der AKL in das Skript „EingabeparameterAKL“ einzugeben. Nach Auswahl der zu

berechnenden AKL werden diese in Zusammenhang mit der gewünschten GKL erstellt und grafisch dargestellt. Auch hier besteht die Möglichkeit, die verschiedenen Ansätze durch Auswahl der Skripte „AKL₁-AKL₇“ einander gegenüberzustellen. In einem letzten Schritt wird die aus den Skripten „LDP₁-LDP₆“ ausgewählte LDP im Zusammenhang mit den beiden gewählten Kennlinien (GKL_i und AKL_i) berechnet. Als Endresultat werden ein Diagramm mit allen Kennlinien ausgegeben sowie alle berechneten Parameter aufgelistet.

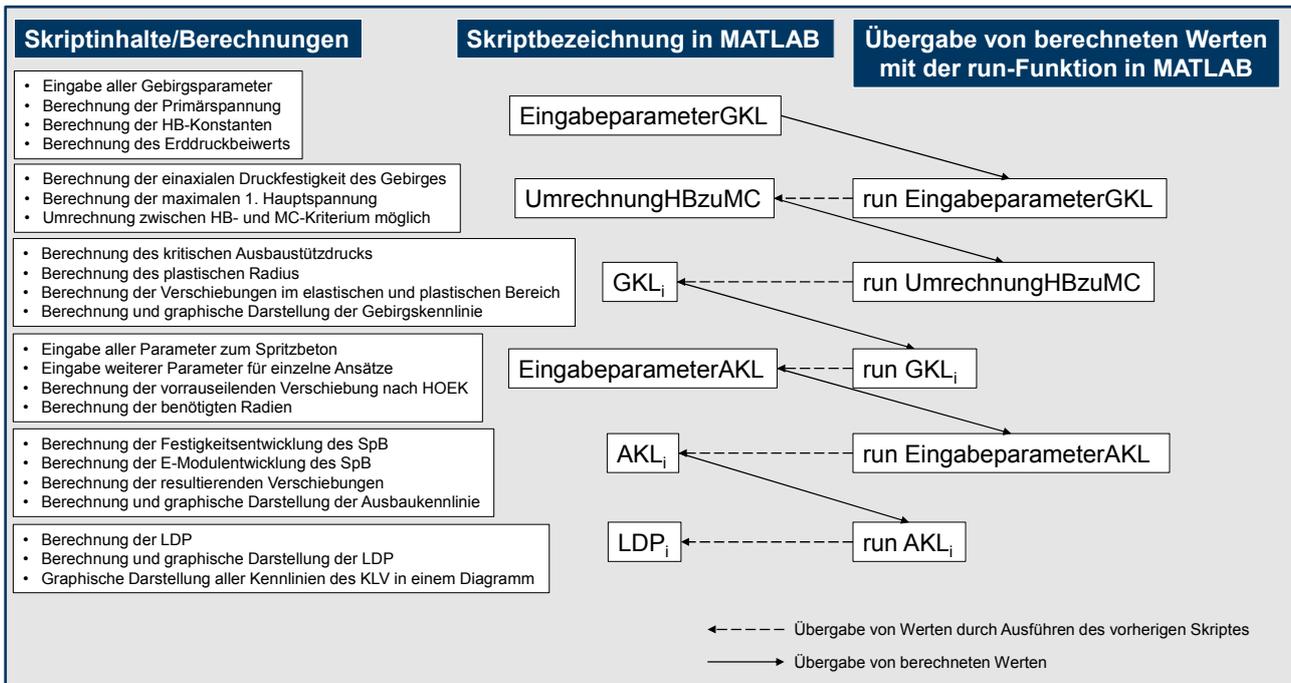


Abbildung 101: Rechenabläufe und kausale Zusammenhänge des programmierten MATLAB-Codes nach Schröer (2016)

Das MATLAB-Berechnungsmodell bietet einerseits die Möglichkeit, die jeweiligen Kennlinien untereinander zu vergleichen und die Eignung für das entsprechende Projekt zu bewerten, andererseits kann das KLV zur Beurteilung des Systemverhaltens mit GKL, AKL und LDP durchgeführt werden. Bei der geplanten Weiterentwicklung wird eine grafische Benutzeroberfläche implementiert, die die Benutzerfreundlichkeit des Berechnungsmodells noch vereinfachen soll. Exemplarisch ist ein Prototyp in Abbildung 102 dargestellt. Die Auswahl der jeweiligen Ansätze erfolgt über ein Drop-Down-Menü, die Parameter sind direkt in die Benutzeroberfläche einzugeben.

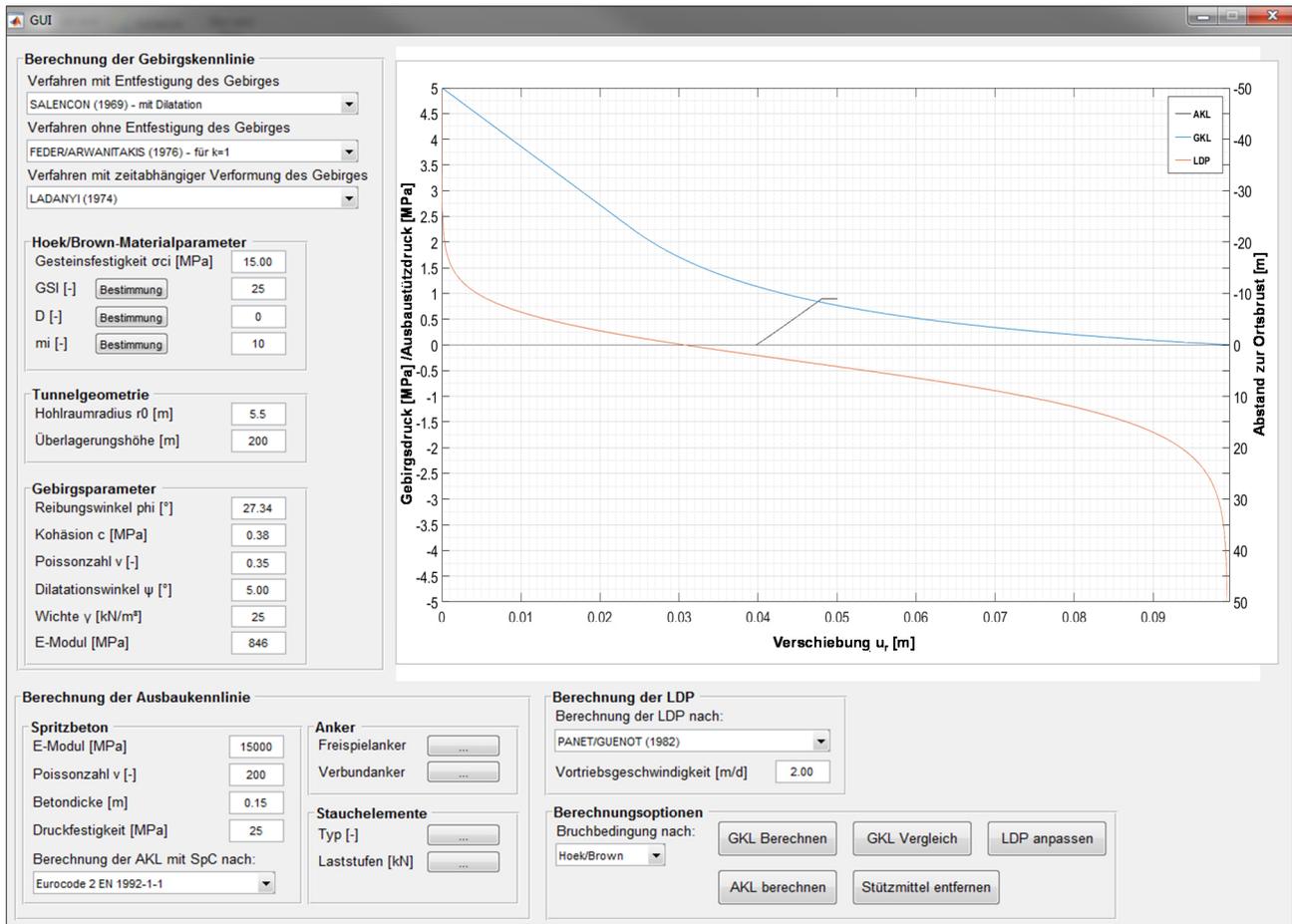


Abbildung 102: Exemplarische Benutzeroberfläche zur Implementierung in das MATLAB-Berechnungsmodell

In Anhang A.5-1 sind alle programmierten Skripte zusammengefasst und deren Funktionen bzw. Berechnungsmethoden erklärt. Die Skripte sind in ihren Eigenschaften sowie Berechnungsmethoden beliebig erweiter- und veränderbar, um eine Weiterentwicklung des hier programmierten KLV zu ermöglichen.

Implementierte Kennlinien im KLV

Exemplarisch werden im Folgenden die drei Kennlinien (GKL, AKL und LDP) mit den implementierten Ansätzen berechnet und gegenübergestellt.

Implementierte Modelle zur Berechnung der GKL

Zur Berechnung der GKL sind Modelle ohne und mit Entfestigung in das Berechnungsmodell implementiert. Exemplarisch sind die Kennlinien in Abbildung 103 dargestellt; die Kennlinien (a) sind mit den Modellen nach Sulem & Panet (1987), Carranza-Torres & Fairhurst (1999) mit und ohne Dilatation sowie Salencon (1969) berechnet. Die den rechten Kennlinien (b) zugrunde liegenden Modelle nach Feder & Arwanitakis (1976), Brown et al. (1983) und Carranza-Torres (2004) berücksichtigen zudem die Entfestigung des Gebirges.

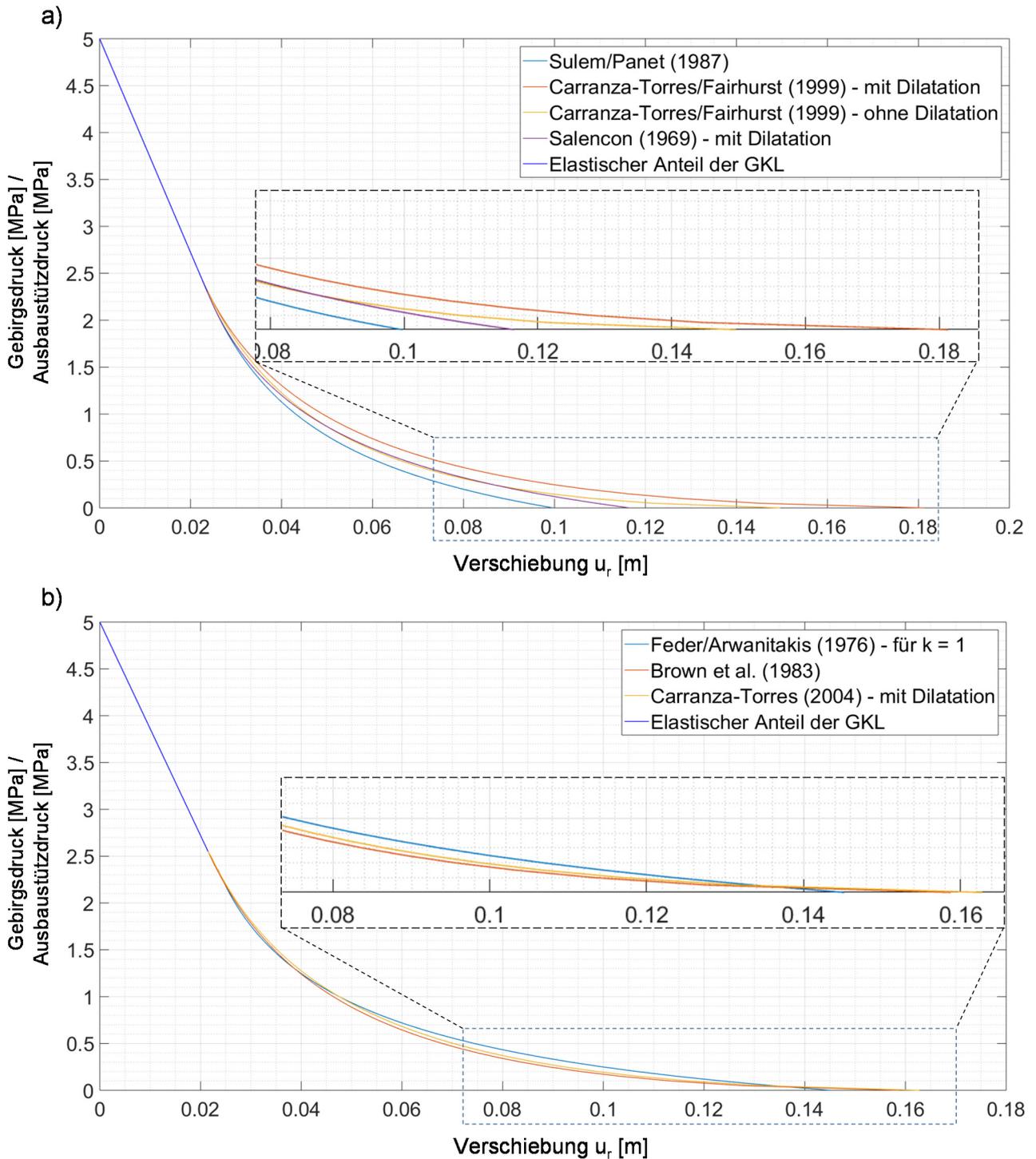


Abbildung 103: GKL ohne (a) und mit (b) Entfestigung des Gebirges nach (Schröder, 2016)

Implementierte Modelle zur Berechnung der AKL

Für die Darstellung der Berechnungsmethoden für die AKL wurden die Kennlinien exemplarisch mit einer vorauseilenden Verschiebung nach Hoek (1999) und in Zusammenhang mit einer gewählten GKL nach Sulem et al. (1987) berechnet.

Bei der Implementierung der Spritzbetonschale ist die zeitabhängige Erhöhung der Festigkeit und Steifigkeit des Spritzbetons abzubilden. Daher wird die Spritzbetonschale in der AKL über ihre Steifigkeit $K_{SN,SpB}$ (Formel 6-1) berücksichtigt, welche durch die zeitabhängige Erhöhung des Elastizitätsmoduls $E_{SpB}(t)$ ebenfalls zeitabhängig ist. Der maximale Stützdruck $p_{i,ult,SpB}(t)$ wurde mithilfe der zeitabhängigen Druckfestigkeit $\beta_{SpB}(t)$ berechnet, um eine Erhöhung der Druckfestigkeit durch Aushärtung des Spritzbetons entsprechend zu realisieren (Formel 6-2).

$$K_{SN,SpB}(t) = \frac{E_{SpB}(t) \cdot e_{SpB}}{(1 + \nu_{SpB}^2) \cdot r_{SpB}} \quad (\text{Formel 6-1})$$

$$p_{i,ult,SpB}(t) = \frac{1}{2} \cdot \beta_{SpB}(t) \cdot \left(1 - \frac{r_i^2}{r_a^2}\right) \quad (\text{Formel 6-2})$$

In die Berechnung fließen zudem die Querdehnzahl des Spritzbetons ν_{SpB} , die Dicke der Spritzbetonschale e_{SpB} sowie der mittlere Radius der Spritzbetonschale r_{SpB} bzw. der innere Radius r_i und der äußere Radius r_a ein.

Die Einführung eines Ausnutzungsgrads (Formel 6-3) gewährleistet, dass der Ausbauwiderstand zu keinem Zeitpunkt den maximalen Stützdruck überschreiten kann.

$$\alpha = \frac{p_{N,vorh}}{\beta_{i(t)}} \quad (\text{Formel 6-3})$$

mit:

α	Ausnutzungsgrad [-]
$p_{N,vorh}$	vorhandene Normalkraft der Spritzbetonschale [MPa]
$\beta_{i(t)}$	zeitabhängige Druckfestigkeit des Spitzbetons [MPa]

Alle in Kapitel 4.2.1 vorgestellten Modelle zum zeitabhängigen Materialverhalten von Spritzbeton werden jeweils in eine AKL integriert (Abbildung 104). Die Ansätze zur zeitabhängigen Entwicklung der Festigkeit und des E-Moduls sind in Anhang A.1 dargestellt. Bei dem SCDP-Modell nach Neuner et al. (2017a) ist eine analytische Berechnung des E-Moduls nicht möglich, daher kann dieses Modell bei der Erstellung der AKL keine Berücksichtigung finden. Der horizontale Ast der AKL wird anhand der Maximaldehnung des Spritzbetons, nach Pöttler (1997a), mit 1 % der Querdehnzahl (ν) abgeschätzt (Kapitel 6.2.1).

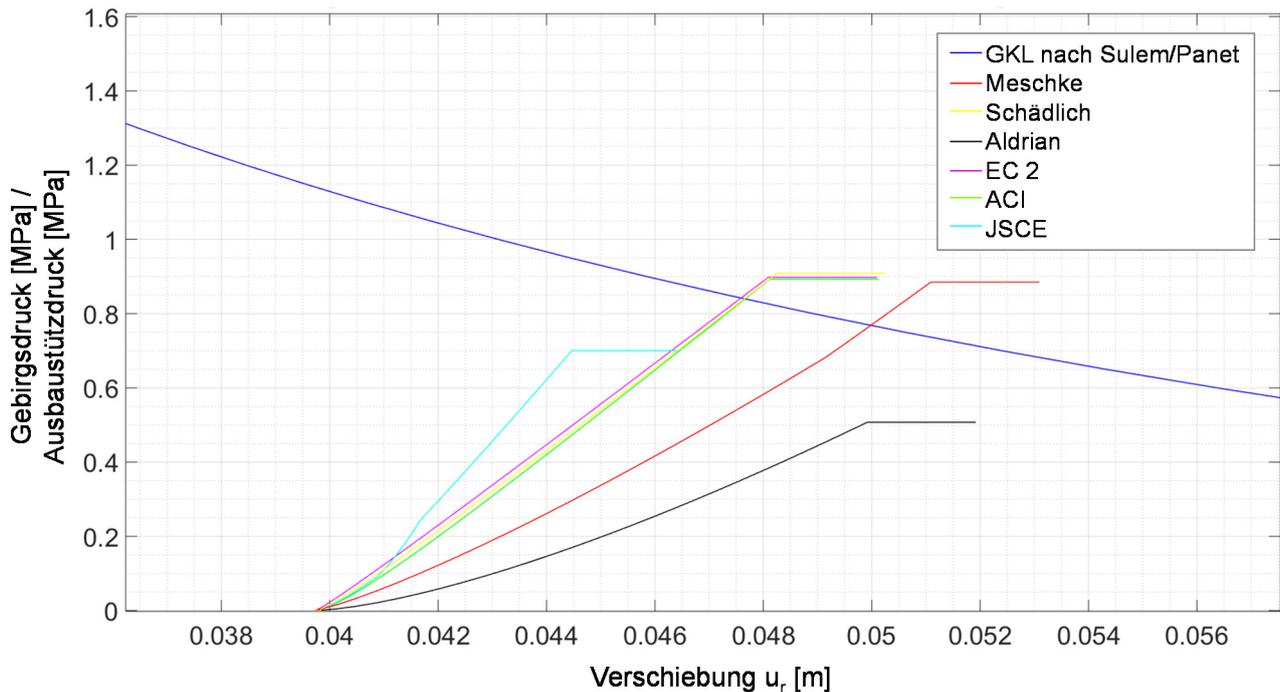


Abbildung 104: Vergleich der Ansätze zur Berechnung der AKL nach Schröder (2016)

Die Gegenüberstellung der AKL in Abbildung 104 zeigt, dass nicht mit jedem Ansatz ein Schnittpunkt mit der GKL erreicht wird. Mithilfe eines vorherigen Vergleichs der Ansätze untereinander ist eine anschaulich Beurteilung der Ansätze über das Berechnungsmodell möglich, was bei der Auswahl eines entsprechenden Ansatzes zur Berechnung des Systemverhaltens hilft.

Implementierte Modelle zur Berechnung der LDP

Die implementierten Ansätze zur Berechnung der LDP nach Hoek (1999), Panet & Guenot (1982), Corbetta et al. (1991), Vlachopoulos & Diedrichs (2009), Unlu & Gercek (2003) und Pilgerstorfer (2008) sind in Abbildung 105 dargestellt. Die Kennlinien werden mit Primärspannungen von 5 MPa bzw. 10 MPa berechnet und das LDP ohne Anpassung an die vorhandenen Stützmittel als unveränderlich angenommen. Die analytische Berechnung des Nutzungsgrades des Ausbaus hängt davon ab, welcher Ansatz zur Bestimmung der LDP im Berechnungsprozess verwendet wird. Der Ausbau und der Bauprozess haben ebenfalls Einfluss auf die Vorverformungen hinter der Ortsbrust und auf die Verschiebungsentwicklung in Tunnellängsrichtung.

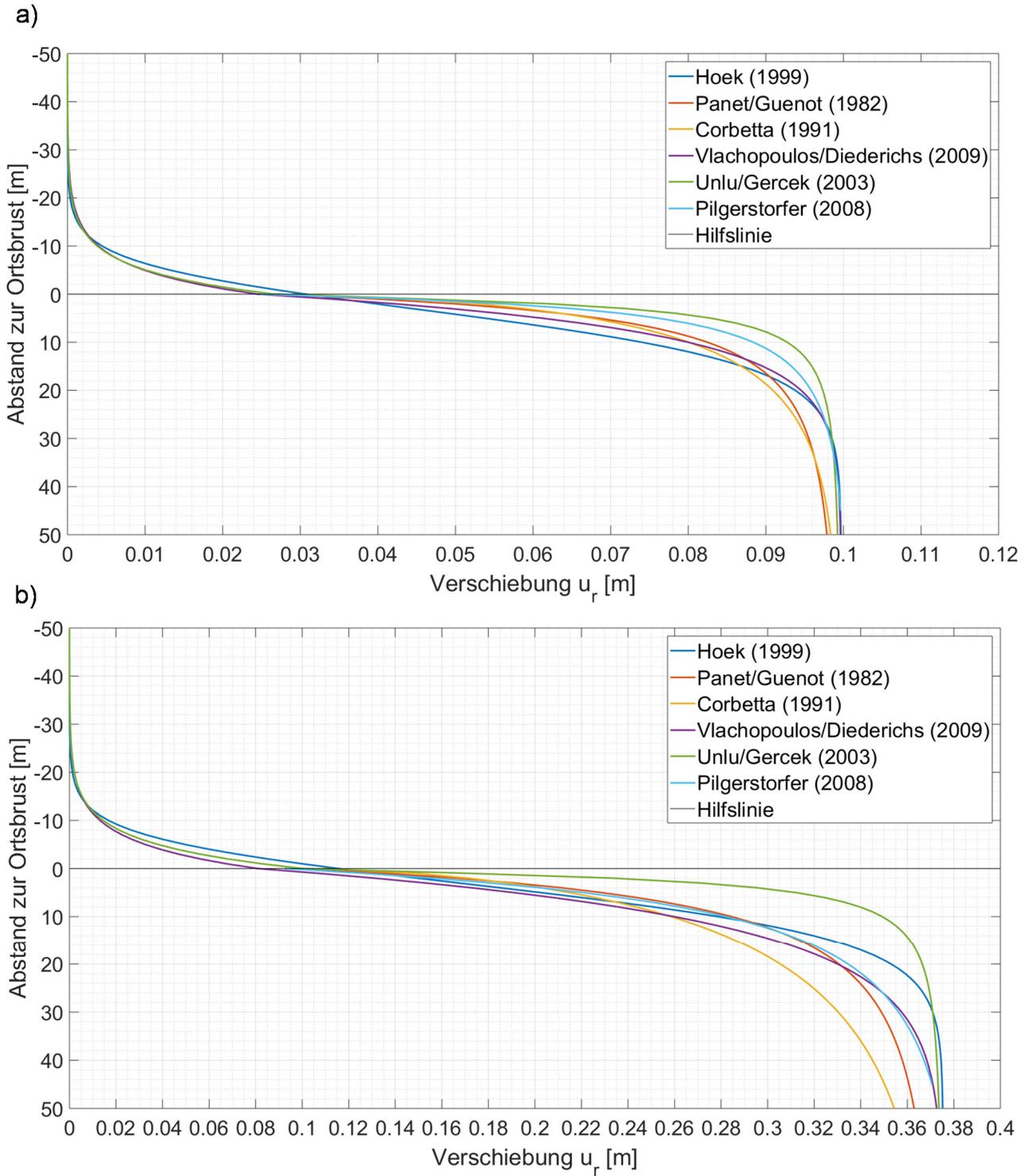


Abbildung 105: Vergleich der Ansätze zur Berechnung der LDP; (a) Primärspannung von 5 MPa und (b) 10 MPa nach Schröder (2016)

6.3.2 Anwendung des MATLAB-Berechnungsmodells zur Validierung der Kennlinien am Beispiel des Tauerntunnels

Das MATLAB-Berechnungsmodell ermöglicht die Wahl verschiedener Modelle zur Bestimmung von GKL, AKL und LDP unter Berücksichtigung der jeweiligen Randbedingungen. Zur Validierung werden die mit den unterschiedlichen Verfahren berechneten Hohlraumrandverschiebungen mit den in situ gemessenen Konvergenzen des Tauerntunnels verglichen. Die Validierung erfolgt in Bereichen mit monolithischem Spritzbetonausbau.

Da der Fokus hier auf der Erstellung von AKL und GKL liegt, wird für die LDP der Ansatz nach Hoek (1999) vorgegeben. Die Ansätze zur Erstellung der AKL werden auf der Grundlage von Erstprüfungen zur Festigkeitsentwicklung des Spritzbetons ausgewählt. Im nächsten Schritt wird das KLV mit den Modellen für AKL und LDP angewendet und der Ansatz für die Erstellung der GKL mit größter Übereinstimmung zur Verschiebungsentwicklung am Tauerntunnel gewählt.

Auswahl eines Modells zur Implementierung des zeitabhängigen Spritzbetonmaterialverhaltens in die AKL

Zur Festigkeitsentwicklung des Spritzbetons existieren Datensätze, die schon in Kapitel 5.2.1 bei der Erstellung des Prognosemodells für Spritzbetonfestigkeiten genutzt wurden. Die Mittelwerte der Erstprüfungen sind in Abbildung 106 dargestellt und ihnen gegenübergestellt sind die in Kapitel 4.2.1 beschriebenen Modelle zur Ermittlung der zeitabhängigen Druckfestigkeit von Spritzbeton. Um die Abweichungen der Modelle von den gemittelten Messwerten zu beurteilen, wird die prozentuale Abweichung zu jedem Zeitpunkt bestimmt und diese im Anschluss gemittelt. Die Modelle sind mit mittleren prozentualen Abweichungen von 47 % – 70 % weit von der tatsächlich gemessenen Festigkeitsentwicklung am Tauerntunnel entfernt. Das Modell nach Schädlich et al. (2014) beschreibt diese mit einer mittleren prozentualen Abweichung von 47 % noch am genauesten und wird daher bei den nachfolgenden Berechnungen berücksichtigt.

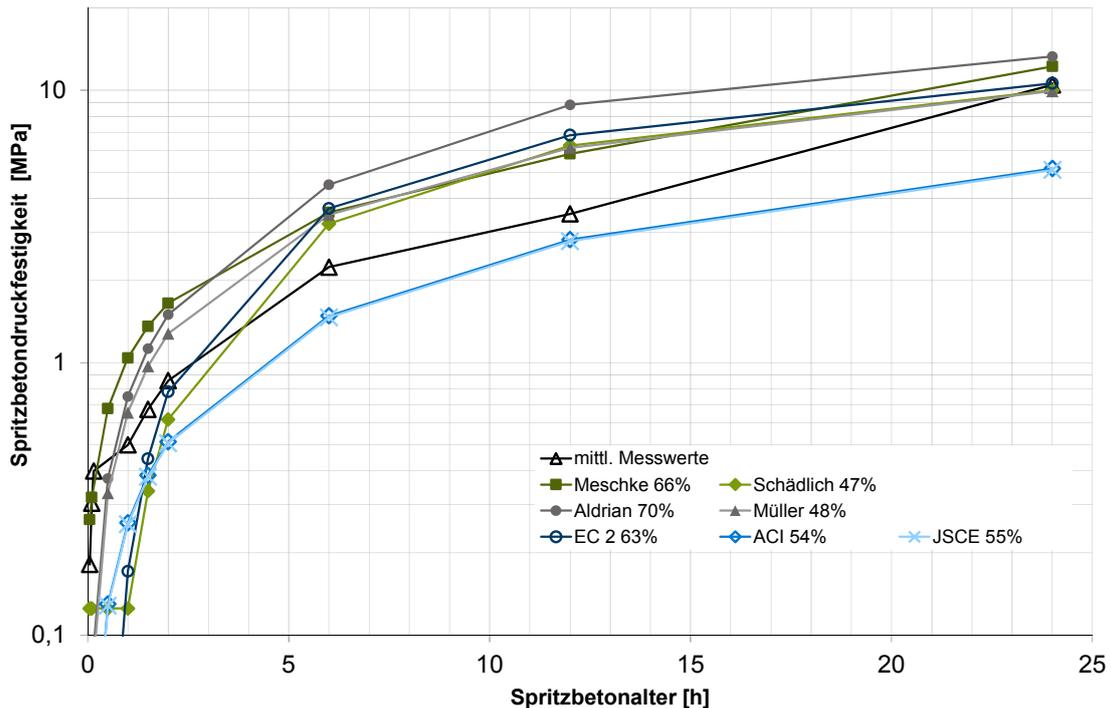


Abbildung 106: Zeitabhängige Frühfestigkeitsentwicklung – Mittelwerte der Erstprüfungen des Tauerntunnels, Modelle nach Kapitel 4.3.1 und gemittelte prozentuale Abweichung

Auf Grundlage der gewählten Ansätze zur Erstellung der AKL und der LDP wird das KLV jeweils mit den Ansätzen zur Erstellung der GKL durchgeführt.

Auswahl eines Modells für die Erstellung der GKL zur Beschreibung des Gebirgsverhaltens

Um eine möglichst allgemeingültige Aussage zur Validität des Berechnungsmodells zu erhalten, werden Querschnitte aus Gebirgsbereichen mit unterschiedlichen Gebirgsarten (GA) und –parametern sowie variierenden Überlagerungen gewählt. Randbedingung für die Auswahl der Querschnitte ist, dass weder Stauchelemente eingesetzt wurden, noch die gemessenen Konvergenzen die in Kapitel 6.1 definierte Grenzkonvergenz überschritten hatten. In Abbildung 107 ist der geografische Längsschnitt des Nordvortriebs dargestellt. Die ausgewählten Querschnitte der GA 1 sind in blau, der GA 4 in grün und der GA 3 in grau hervorgehoben.

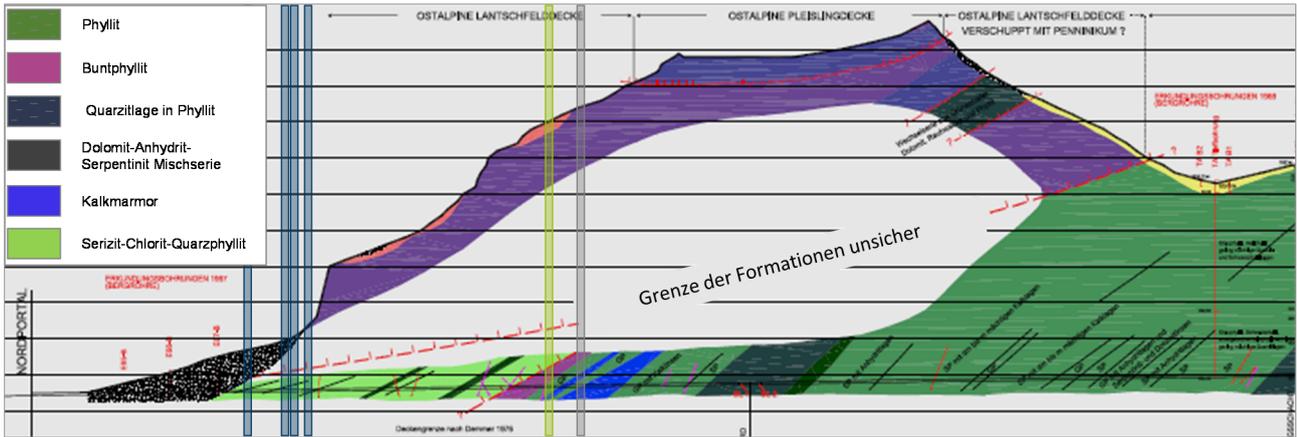


Abbildung 107: Längsschnitt des Nordvortriebs des Tauerntunnels inkl. zur Validierung genutzte Querschnitte nach ASFINAG (2006)

Je nach Gebirgsart und Überlagerungshöhe unterscheiden sich die Berechnungsergebnisse des KLV. Exemplarisch sind in Abbildung 108 die GKL nach Carranza-Torres & Fairhurst (1999), die AKL nach Schädlich et al. (2014) und das LDP nach Hoek (1999) für den TM 592 dargestellt. Der Schnittpunkt zwischen GKL und AKL beschreibt den Gleichgewichtszustand zwischen Ausbauwiderstand und Gebirgsdruck. Die beiden Kennlinien werden dazu unabhängig voneinander berechnet und der Schnittpunkt ausgegeben. Die gemessene Konvergenz wird der jeweiligen berechneten Radialverschiebung des Gebirges gegenübergestellt. Die Verformung bis zum Gleichgewichtszustand zwischen GKL und AKL beträgt bei diesem Beispiel $u_r = 1,1$ cm bei einem aktivierten Ausbaustützdruck von $p_{i,SpB} = 0,85$ MPa. Die gemessene Konvergenz am Tauerntunnel liegt mit 1,2 cm in einer ähnlichen Größenordnung.

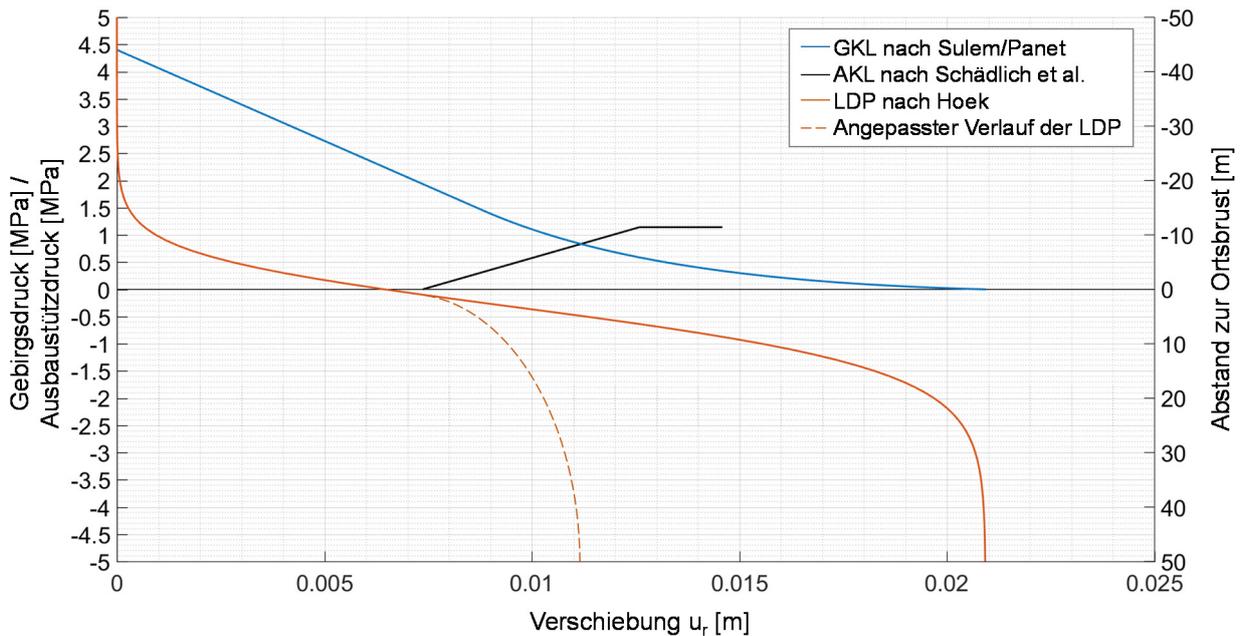


Abbildung 108: Schnittpunktermittlung mithilfe des MATLAB-Berechnungsmodells für TM 592

In dem MATLAB-Berechnungsmodell wird die LDP als unveränderlich angenommen; die gestrichelte LDP in Abbildung 108 beschreibt hier exemplarisch einen angepassten Verlauf, der berücksichtigt, dass die Verformung nach dem Einstellen des Gleichgewichtszustandes nicht weiter zunimmt. Aufgrund des Stützmitteleinsatzes, dargestellt durch die AKL, ergibt sich eine neue Endverschiebung (Schnittpunkt zwischen GKL und AKL), welche über eine Anpassung der LDP zu berücksichtigen ist. Daher sollte in dem MATLAB-Berechnungsmodell eine Anpassung in einem weiteren Schritt programmiert werden. Bei den nachfolgenden Berechnungen wird jedoch auf eine Anpassung verzichtet, da der Schwerpunkt auf der Implementierung der Ausbaukomponenten Spritzbeton und Stauchelement liegt.

In Abbildung 109 sind die Konvergenzen aus dem KLV für die gewählten Bereiche den gemessenen Konvergenzen gegenübergestellt. Mit dem Verfahren nach Carranza-Torres & Fairhurst (1999) ergibt sich eine mittlere Abweichung der berechneten zu den gemessenen Konvergenzen von 15 %. Mit den weiteren Ansätzen zur Berechnung der GKL ergeben sich unter den gleichen Randbedingungen mittlere Abweichungen von 16 % (Sulem & Panet, 1987), 25 % (Brown et al., 1983) und 28 % (Feder & Arwanitakis, 1976). Die weiteren Berechnungen erfolgen daher anhand einer GKL nach Carranza-Torres & Fairhurst (1999).

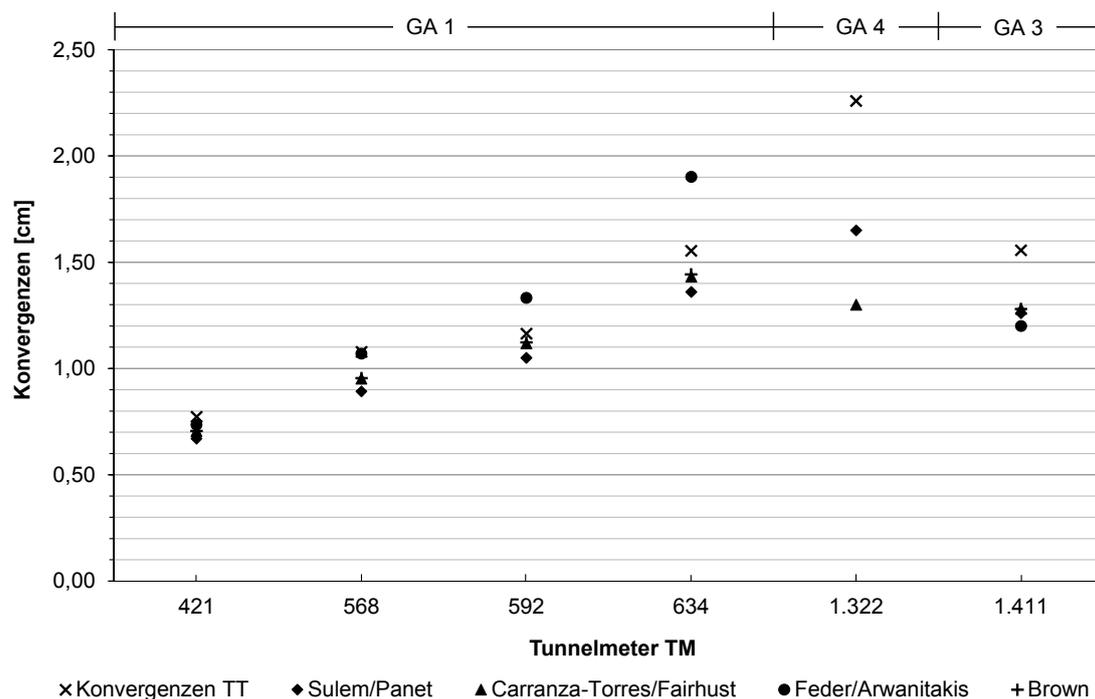


Abbildung 109: Konvergenzen aus dem KLV für die Modelle der GKL im Vergleich zu den gemessenen Konvergenzen am Tauerntunnel

6.3.3 Implementierung des empirischen Prognosemodells für Spritzbetonfestigkeiten und der Stauchelemente in das KLV

Für die Nutzung des MATLAB-Berechnungsmodells in druckhaftem Gebirge werden zwei weitere Komponenten in die AKL integriert: das empirische Prognosemodell für Spritzbetonfestigkeiten sowie die Stauchelemente. Das MATLAB-Berechnungsmodell ermöglicht eine Implementierung und Anpassung der Kennlinien.

In Kapitel 6.3.2 hat die Auswertung der zeitlichen Spritzbetonentwicklung gezeigt, dass die mathematischen Modelle die Realität nicht hinreichend genau abbilden können. Das in Kapitel 5.2 entwickelte Prognosemodell für Spritzbetonfestigkeiten basiert auf der Auswertung von Praxisdaten, daher kann die Entwicklung des Spritzbetons über das Prognosemodell realistischer abgeschätzt und das tatsächliche Systemverhalten genauer beschrieben werden.

Die Stauchelemente ermöglichen eine definierte Nachgiebigkeit der Spritzbetonschale, durch welche sich der Schnittpunkt zwischen GKL und AKL nach rechts verschiebt. Gschwandtner & Galler (2012) präsentieren einen Ansatz zur Implementierung des Last-Verformungsverhaltens der Stauchelemente in die Spritzbetonschale, mithilfe dessen die Versuchsergebnisse zum vergleichenden Last-Verformungsverhalten der Stauchelemente aus Kapitel 5.4 in das MATLAB-Berechnungsmodell zur Erstellung der AKL übertragen werden.

Implementierung des empirischen Prognosemodells für Spritzbetonfestigkeiten

Über das empirische Prognosemodell lässt sich die Spritzbetonfestigkeitsentwicklung in die AKL implementieren. Aufgrund der geringen Datengrundlage zur zeitabhängigen Entwicklung des E-Moduls existiert hierzu bisher kein empirisches Prognosemodell. Der Ansatz nach EC 2 (1992) beschreibt einen Zusammenhang zwischen Festigkeitsentwicklung und Zunahme des E-Moduls, deswegen wird dieser Ansatz für die Erstellung der AKL nach dem Prognosemodell genutzt. In Abbildung 110 sind die mit den unterschiedlichen Quantilen des Prognosemodells erstellten AKL abgebildet.

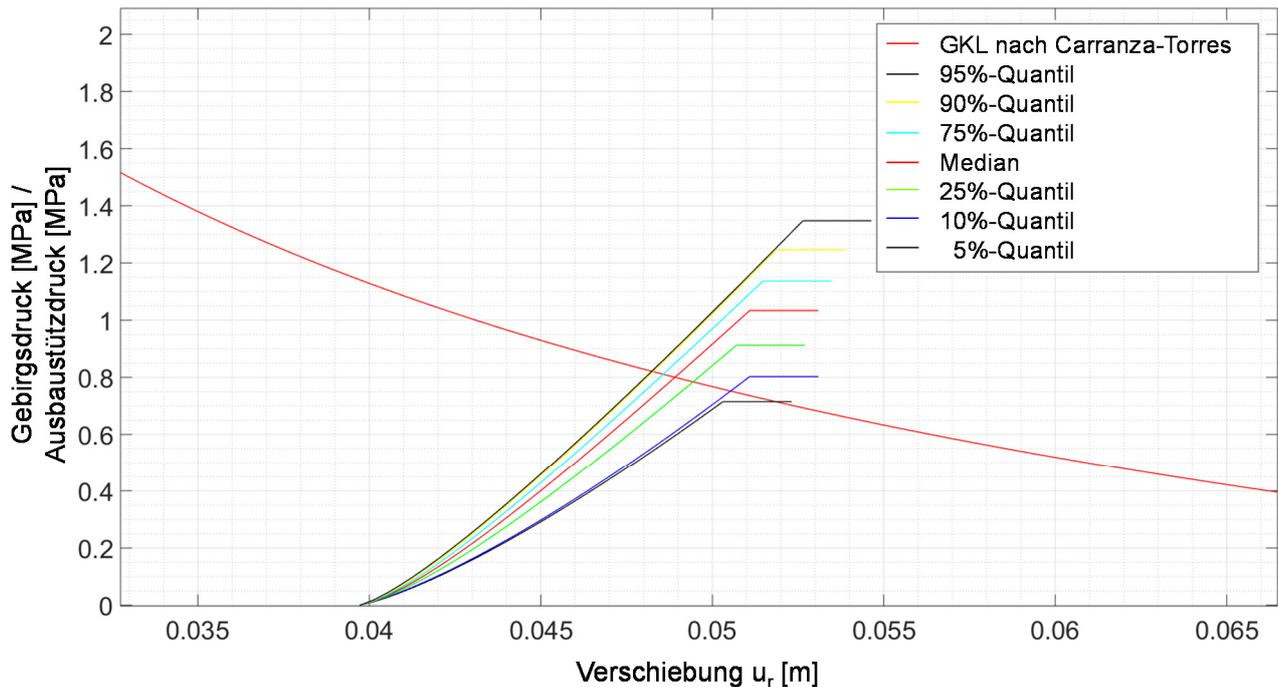


Abbildung 110: Implementierung der mit dem empirischen Prognosemodell entwickelten AKL in MATLAB-Berechnungsmodell

Zur Auswahl eines geeigneten Ansatzes zur Beschreibung des Spritzbetonausbaus am Tauerntunnel werden die Mittelwerte der Festigkeitsentwicklung normiert und in das Prognosemodell übertragen (Abbildung 111a). Generell ist die Übereinstimmung der mittleren Messwerte mit dem 25 %-Quantil am größten. Abbildung 111b zeigt die mittleren Messwerte für die ersten 24 Stunden und stellt das Modell nach Schädlich et al. (2014) sowie den Verlauf des empirischen Prognosemodells für Spritzbetonfestigkeiten (25 %-Quantil) den gemittelten Messwerten gegenüber. Die prozentuale Abweichung des 25 %-Quantils beträgt im Mittel über die 24 Stunden 14 % und ist damit geringer als die Abweichungen der mathematischen Modelle. Die Verläufe des empirischen Prognosemodells (25 %-Quantil) ermöglichen dementsprechend eine genauere Übereinstimmung mit den gemessenen Werten im Tauerntunnel und werden daher für die weiteren Berechnungen genutzt.

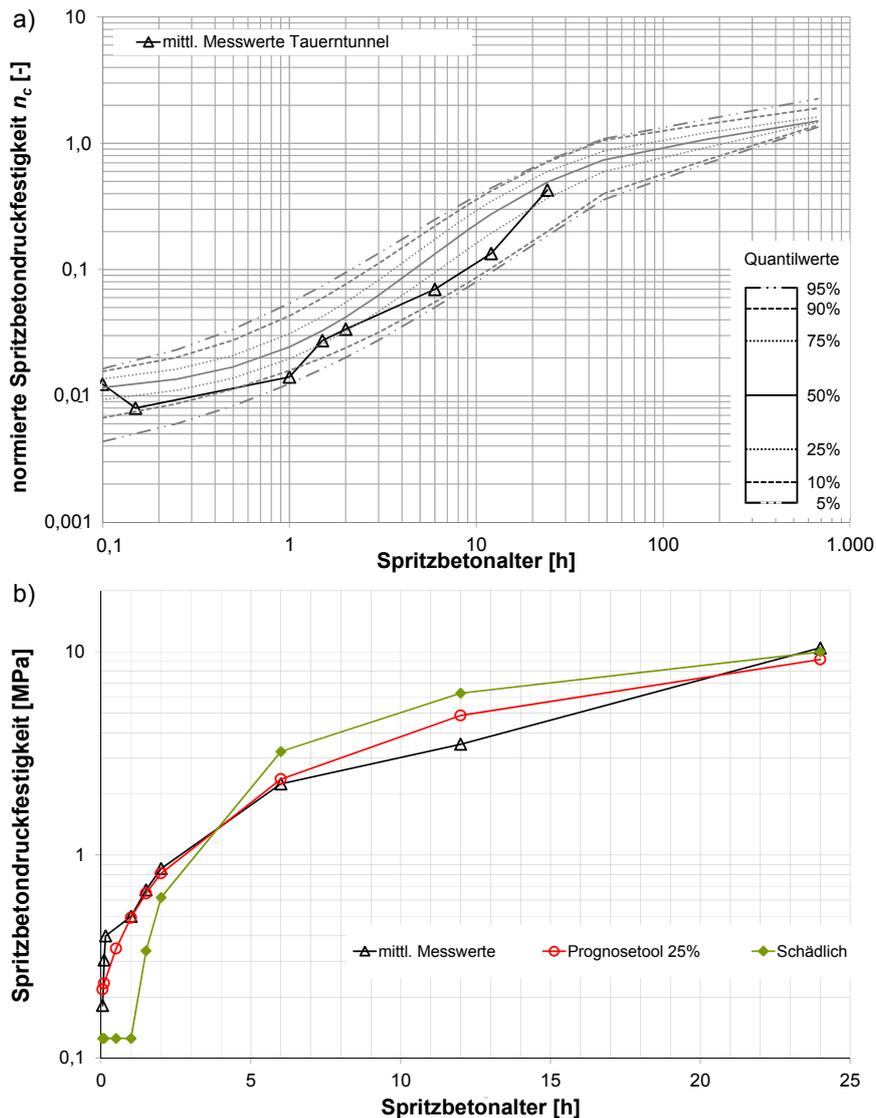
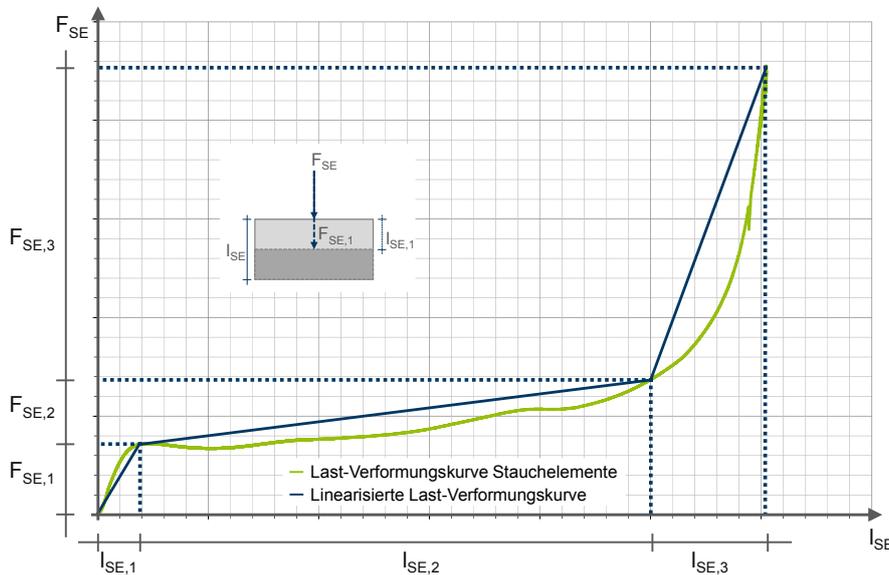


Abbildung 111: (a) Empirisches Prognosemodell erweitert um die normierten mittleren Messwerte des Tauerntunnels und (b) Vergleich der mittleren Messwerte der Frühfestigkeit mit Modellen nach Schädlich et al. (2014) und 25 %-Quantil des empirischen Prognosemodells

Implementierung der Stauchelemente

Stauchelemente müssen generell so dimensioniert sein, dass ihr Last-Verformungsverhalten einerseits an das zeitabhängige Tragverhalten des Spritzbetons und andererseits an die zeitabhängige Belastung des Gebirges durch die Verformungen aus dem Vortrieb angepasst ist. In das MATLAB-Berechnungsmodell werden die Stauchelemente über das Last-Verformungsverhalten implementiert, indem die Versuchsergebnisse aus Kapitel 5.4 abschnittsweise linearisiert werden (Abbildung 112). Da in dem betrachteten Tunnelquerschnitt bei TM 1.695 Stauchelemente des Typs Wabe (einreihig) zum Einsatz kamen, werden die Versuchsergebnisse der Wabe-Elemente genutzt. Zur Implementierung des Aus-

baustützdrucks der nachgiebigen Elemente $p_{SE,i}$ (Formel 6-5) wird die Tragfähigkeit F_{SE} daher in drei Schritten multilinear abgeschätzt, wie von Gschwandtner & Galler (2012) empfohlen.



$$p_{SE,i} = \frac{F_{SE,i}}{r_{SpB}} \quad (\text{Formel 6-4})$$

$$\frac{F_{SE,i}}{A_{SpB}} > \beta_{SpB} \quad (\text{Formel 6-5})$$

Abbildung 112: Linearisierung des Last-Verformungsverhaltens für ein nachgiebiges Stauchelement (Hammer & Thewes, 2018)

Über die Nebenbedingung (Formel 6-4), dass die Tragfähigkeit F_{SE} bezogen auf die Querschnittsfläche der Spritzbetonschale A_{SpB} in jeder Stufe höher sein muss als die Druckfestigkeit des Spritzbetons β_{SpB} , wird eine Unversehrtheit der Spritzbetonschale zu jedem Zeitpunkt sichergestellt. (Gschwandtner & Galler, 2012)

Anwendung des KLV mit nachgiebigem Ausbau

Nach der Implementierung des empirischen Prognosemodells für Spritzbetonfestigkeiten und der Stauchelemente in die AKL wird das KLV mit den vorher gewählten Ansätzen für GKL und LDP exemplarisch für den Querschnitt bei TM 1.731 angewandt. Die Berechnungskennwerte zu Vortrieb, Ausbau und Gebirge sind in Tabelle 13 aufgeführt.

Die GKL wird nach dem Ansatz von Caranza-Torres & Fairhurst (1999) und die LDP nach dem Ansatz von Hoek (1999) erstellt. In die AKL ist einerseits das 25 %-Quantil des Prognosemodells für Spritzbetonfestigkeiten als auch die Linearisierung der Versuchsergebnisse zu den vergleichenden Untersuchungen an den Stauchelementen implementiert. In Abbildung 113 sind die beiden Kennlinien mit monolithischer Spritzbetonschale und Spritzbetonschale mit Stauchelementen dargestellt.

Tabelle 13: Kennwerte zur Berechnung des KLV mit nachgiebiger Spritzbetonschale

Tunnelvortrieb			Spritzbeton		
Überlagerung	905	m	β_{SpB}	25,0	MPa
Durchmesser	11,0	m	E_{SpB}	24,2	GPa
Vortriebsgeschwindigkeit	3,0	m/d	v_{SpB}	0,20	-
Abschlaglänge	1,0	m	e_{SpB}	0,25	m
Gebirge			Stauchelemente		
γ	27,5	kN/m ³	Anzahl SE	2	-
E	3,56	GPa	$F_{SE,1}$	370	kN
ν	0,25	-	$F_{SE,2}$	690	kN
m_i	8	-	$F_{SE,3}$	1.210	kN
σ_{ci}	40	MPa	$l_{SE,1}$	1,9	cm
GSI	40	-	$l_{SE,2}$	23,1	cm
			$l_{SE,3}$	5,2	cm

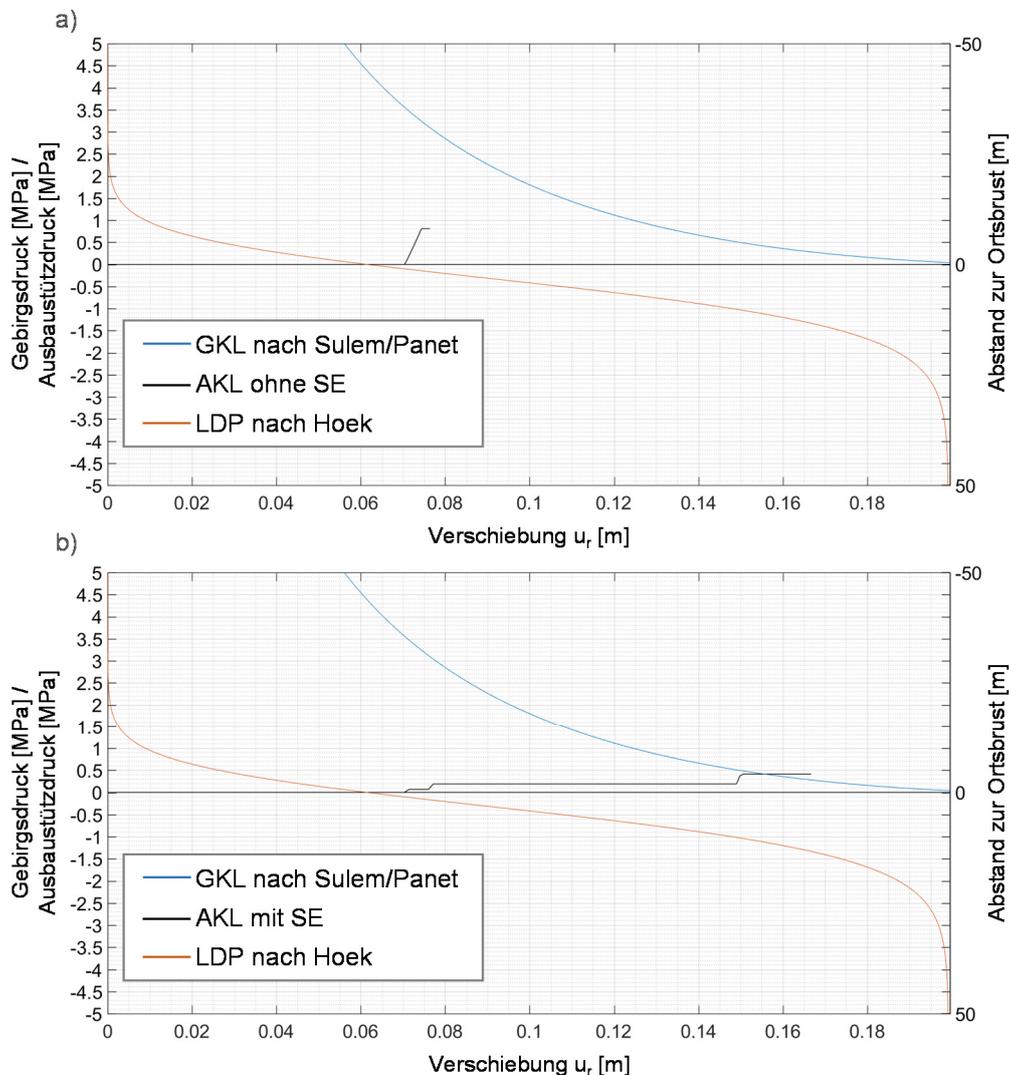


Abbildung 113: Berechnungsbeispiel zum KLV, erstellt mit MATLAB-Berechnungsmodell; (a) AKL mit monolithischer Spritzbetonschale und (b) mit Stauchelementen nach Hammer & Thewes (2018)

Der Gleichgewichtspunkt von GKL und AKL liegt etwa bei einer radialen Gesamtverschiebung von $u_{r,ges} = 0,15$ m bei einem aktivierten Ausbaustützdruck von $p_i = 0,41$ MPa. Laut KLV wird die Sicherung nach einer vorauseilenden Verschiebung von $u_{r,0} = 0,07$ m eingebaut. Nach Subtraktion der vorauseilenden Verschiebung von der radialen Gesamtverschiebung, ergibt sich eine vom Ausbau aufzunehmende Radialverschiebung von $u_r = 0,08$ m.

Generell zeigt die Berechnung mit dem KLV, dass in diesem Bereich des Tauerntunnels hohe Konvergenzen zu erwarten sind, die durch den Einbau einer monolithischen Spritzbetonschale nicht aufgenommen werden können (Abbildung 113a). Wird der Ausbau jedoch um eine Reihe Stauchelemente in beiden Kämpfen erweitert, stellt sich ein Gleichgewicht zwischen GKL und AKL ein (Abbildung 113b).

6.3.4 Diskussion zum Einsatz des KLV in druckhaftem Gebirge

Die generelle Kritik am KLV lautet, dass das Verfahren aufgrund der zu treffenden Annahmen und Randbedingungen (Kapitel 4.1.1) einen beschränkten Anwendungsbereich besitzt. Zudem weichen die Ansätze zur Erstellung der Kennlinien stark voneinander ab, was zur Anwendung des Verfahrens ein Grundverständnis des Systemverhaltens und der dahinter liegenden Bruchvorgänge erfordert. Ein elementarer Punkt bei der Anwendung des KLV ist die Berücksichtigung der Zeitabhängigkeit, sowohl beim Materialverhalten von Gebirge und Ausbau, als auch bei der Betrachtung des Bauablaufs, indem die Vortriebsgeschwindigkeit bei der Berechnung der Kennlinien berücksichtigt wird. (Kainrath-Reumayer et al., 2009; Gschwandtner & Galler, 2012)

Das entwickelte MATLAB-Berechnungsmodell ermöglicht eine einfache Handhabung des KLV, indem die unterschiedlichen Ansätze einerseits gegenübergestellt werden können und andererseits eine Anwendung des KLV bei unterschiedlichen Randbedingungen schnell möglich ist. In dem MATLAB-Berechnungsmodell liegt der Fokus auf der Implementierung des nachgiebigen Ausbaus. Die Berechnung der AKL kann über die vorgestellten Modelle zur Berücksichtigung des zeitabhängigen Materialverhaltens von Spritzbeton oder über das empirische Prognosemodell für Spritzbetonfestigkeiten erfolgen. Die Implementierung der Stauchelemente erfolgt über die Wahl von bis zu vier Laststufen mit entsprechender Verformung, indem die zeitabhängige Steifigkeitszunahme des Spritzbetons in jedem Berechnungsschritt berücksichtigt wird. Nicht implementiert sind bisher die zeitabhängigen Verfahren zur Berechnung der GKL sowie eine Anpassung der LDP. Dennoch ermöglicht der programmierte Code die Auswahl eines oder mehrerer Verfahren zur Berechnung der GKL und der LDP. Die zeitunabhängigen Vollverbundanker werden über den Ansatz der verbesserten Gebirgseigenschaften in der GKL und nicht in der AKL berücksichtigt. Hier besteht noch weiterer Forschungsbedarf.

Zusammenfassend ist festzustellen, dass das KLV in der Planungsphase bei ungenauer Kenntnis der Gebirgsbeschaffenheit ein demonstratives und schnelles Berechnungsmodell zur Abschätzung des Systemverhaltens auch in druckhaftem Gebirge darstellt. Werden die oben genannten Grenzen des Verfahrens bei der Interpretation der Ergebnisse berücksichtigt, eignet sich das KLV zu einer ersten Abschätzung des Systemverhaltens auch in druckhaftem Gebirge, wie die exemplarische Berechnung in diesem Kapitel zeigt.

6.4 KLV-Parameterstudie zum Einfluss der geotechnischen Randbedingungen auf die Verschiebungsentwicklung

Die Analyse der aufgetretenen Konvergenzen sowie die Erfahrungen beim Bau des Tauern-tunnels zeigen, dass wechselnde geotechnische Randbedingungen die Verschiebungsentwicklung des Gebirges beeinflussen, wie schon in Kapitel 2.1 beschrieben. Die Auslegung der Stauchelemente – die Anforderung an das Last-Verformungsverhalten – basiert einerseits auf der Verschiebungsentwicklung des Gebirges und andererseits auf der Kapazität des Spritzbetons. Wie sich wechselnde geotechnischen Randbedingungen auf das Verschiebungsverhalten des Gebirges auswirken, wird in der nachfolgenden Parameterstudie analysiert, damit diese Ergebnisse in die Dimensionierung von Stauchelementen einfließen können (Kapitel 9.1).

6.4.1 Wahl von geotechnischen Randbedingungen

Einerseits werden Daten zu Vortrieben in druckhaftem Gebirge ausgewertet und andererseits die prognostizierten Gebirgsarten des Tauern-tunnels als Ausgangsbasis genutzt, um eine realistische Bandbreite der geotechnischen Parameter abdecken zu können. In Abbildung 114 sind die Grenzen für den E-Modul des Gebirges E , die einaxiale Festigkeit des intakten Gesteins σ_{ci} und den GSI sowie die Überlagerungshöhe h dargestellt.

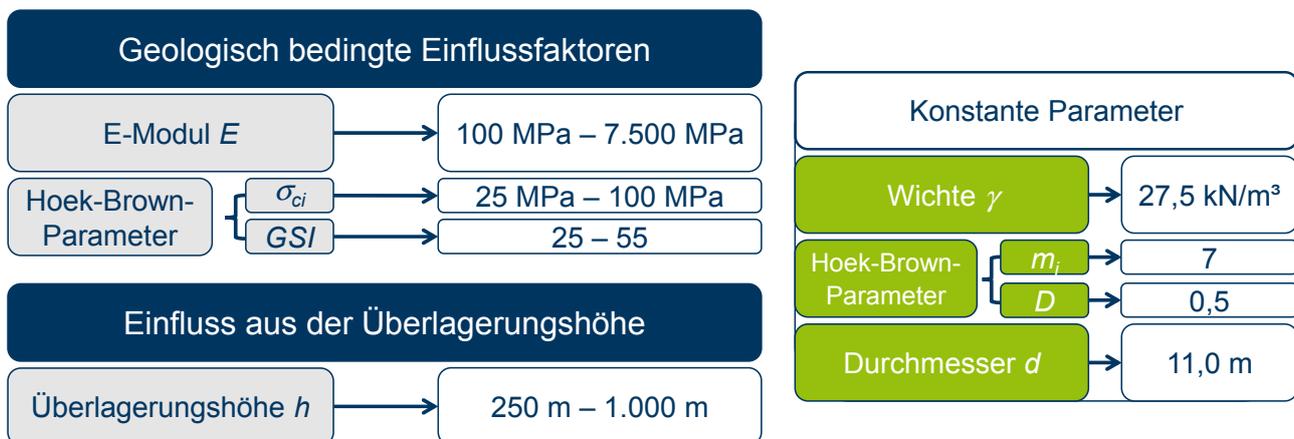


Abbildung 114: Parameterübersicht zum Einfluss der geotechnischen Randbedingungen auf die Verschiebungsentwicklung im Gebirge

Die Parameterstudie orientiert sich an den Randbedingungen des Tauerntunnels, so wird der Durchmesser des Tunnels konstant als idealisierter Kreisquerschnitt mit einem Durchmesser von $d = 11,0$ m berücksichtigt. Die Wichte von Gesteinen, die druckhaftes Gebirgsverhalten begünstigen, liegt in einer ähnlichen Größenordnung; daher wird dieser Wert mit $\gamma = 27,5$ kN/m³ (Phyllite) nicht verändert (Schön, 2011). Weitere Parameter zur Anwendung des Bruchkriteriums nach Hoek-Brown sind der „Disturbance Factor“ D zur Beschreibung der Störung des Gebirges durch den Spannungsabbau (Hoek et al., 2002) sowie die Materialkonstante m_i zur Beschreibung der Reibungseigenschaften der Mineralbestandteile in der ungestörten Gesteinsprobe (Hoek & Marinos, 2002). Beide Parameter werden in Anlehnung an weitere ausgewertete Projekte in druckhaftem Gebirge mit $D = 0,5$ und $m_i = 7$ angenommen.

6.4.2 Auswertung der Parameterstudie hinsichtlich radialer Endverschiebung und plastischem Radius

Die Berechnung der Gebirgskennlinien erfolgte mit dem programmierten MATLAB-Berechnungsmodell unter Nutzung des Ansatzes nach Carranza-Torres & Fairhurst (1999), wie in Kapitel 6.3.1 beschrieben. In 384 Berechnungen wurden die Kennlinien mit den vorgestellten Randbedingungen unter Annahme des Hoek-Brown-Bruchkriteriums erstellt und die Endverschiebung sowie der plastische Radius in die Diagramme (Abbildung 115) eingetragen. Die Dicke der plastischen Zone erlaubt die Bewertung der Tiefe der Bruchzone und somit eine Beurteilung des Gebirgsverhaltens um den Hohlraum.

Die großen Quadranten (a-d) beschreiben die Überlagerungshöhe, die kleinen Quadranten je Überlagerungshöhe werden durch den GSI definiert. Für die jeweilige Druckfestigkeit lassen sich dann sowohl der plastische Radius als auch in Abhängigkeit des E-Moduls die Endverschiebung ablesen. Da die Zusammenhänge zwischen den einzelnen Einflussfaktoren nicht linear sind, lassen sich keine Zwischenwerte interpolieren. Das Diagramm zeigt den Einfluss der untersuchten Randbedingungen auf die Verschiebungsentwicklung und den plastischen Radius. Die Achse der Endverschiebung endet bei $u_{End} = 150$ cm, der plastische Radius wird bis $r_{pl} = 50$ m angegeben. Alle Parameterkombinationen, die Ergebnisse darüber hinaus liefern, werden nicht berücksichtigt.

Bei einer geringen Überlagerungshöhe von $h = 250$ m und einem $GSI = 45$ ergibt sich bei einer kleinen einaxialen Druckfestigkeit des intakten Gesteins von $\sigma_{ci} = 25$ MPa mit einem sehr geringen E-Modul von $E = 100$ MPa eine Endverschiebung von $u_{End} = 145,5$ cm, die gerade noch im Diagramm angetragen ist. Bei einem kleineren GSI wird mit diesem kleinen E-Modul eine größere Endverschiebung berechnet. Bei größeren Überlagerungshöhen können keine Endverschiebungen im Wertebereich der Diagramme berechnet werden. Ein E-Modul von $E = 100$ MPa führt im analytischen KLV zu sehr großen Endverschiebungen – in

jeglicher Kombination mit den anderen Parametern. Bei großen Überlagerungshöhen wie $h = 1.000$ m können nur bei hohen Werten für den GSI bzw. großen einaxialen Gesteinsfestigkeiten Endverschiebungen im Wertebereich berechnet werden.

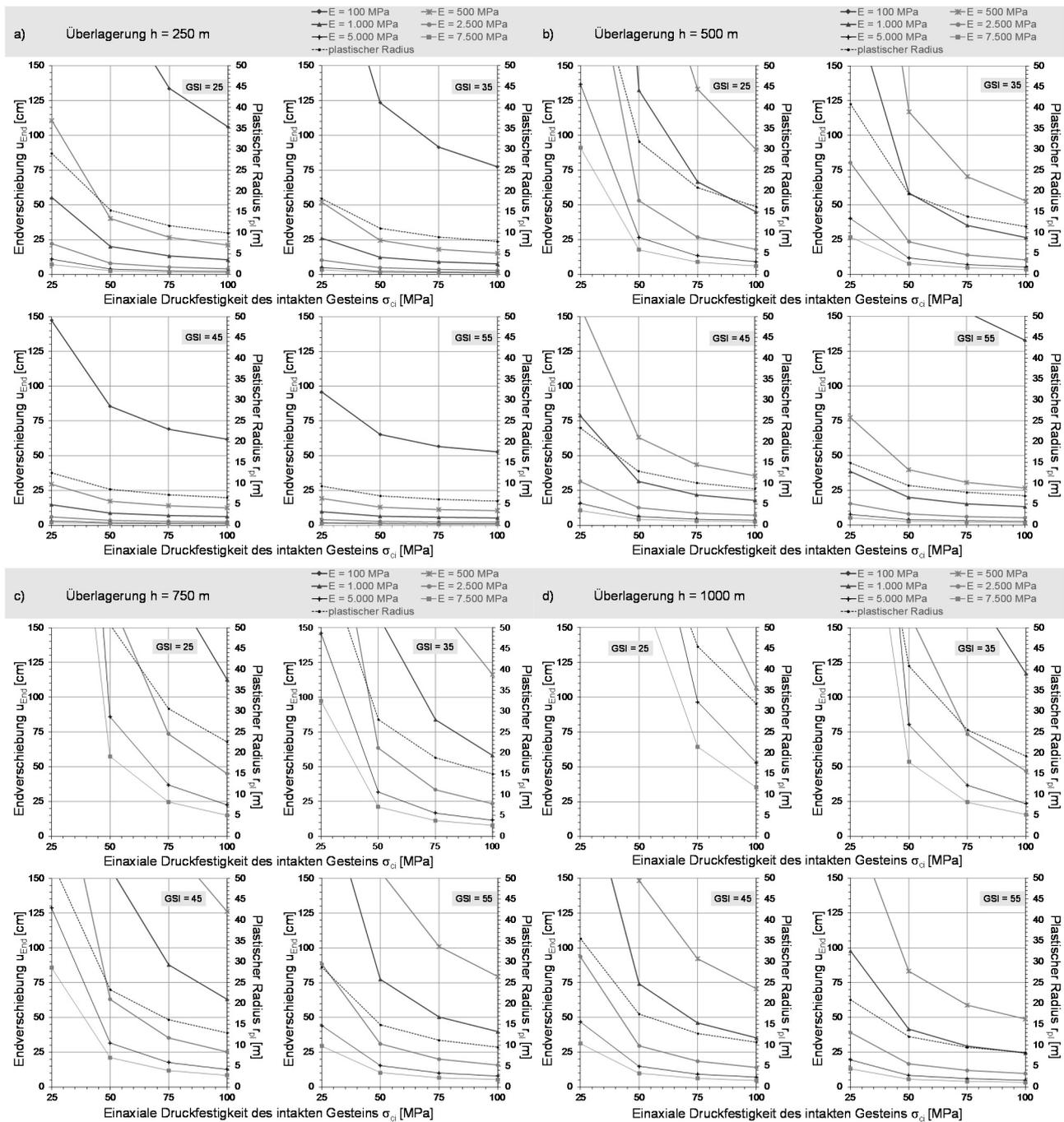


Abbildung 115: Entwicklung der Endverschiebung und des plastischen Radius nach dem KLV in Abhängigkeit von Überlagerung, E-Modul, einaxialer Gesteinsfestigkeit und GSI

Die Parameterstudie und die Darstellung der Endverschiebungen in den kleinen Diagrammen ermöglichen demonstrierend einen Überblick zum jeweiligen Einfluss der geänderten Parameter. Die Einflüsse sind nachfolgend zusammengefasst und unterschieden nach großen,

mittleren und kleinen Verschiebungen. Da hier die Endverschiebungen ohne Einsatz eines Ausbaus bestimmt wurden, ist die Größenordnung nicht mit der in Kapitel 6.2.1 bestimmten Grenzkonvergenz vergleichbar. Da es keine klaren Grenzen zur Definition von geringen und großen Endverschiebungen gibt, werden beide hier auf Grundlage der Erfahrungen aus den Berechnungen in Kapitel 6.3 definiert. Bei Endverschiebungen der GKL in einem Bereich von etwa $u_{End} < 15$ cm kann sich noch ein Gleichgewicht zwischen GKL und AKL bei einem monolithischen Spritzbetonausbau einstellen. Erreichen die GKL Endverschiebungen in einer Größenordnung von $u_{End} \geq 75$ cm, stellt sich mit Einsatz einer Reihe Stauchelemente im KLV erfahrungsgemäß kein Gleichgewicht mehr ein. In Abbildung 116 sind die Zusammenhänge zwischen den einzelnen Parametern aufgezeigt, indem zwischen kleinen, mittleren und hohen Eingangswerten unterschieden wird und diese einander gegenübergestellt und die jeweils aufgetretenen Verschiebungen durch Pfeile beschrieben werden.

h/GSI		σ_{ci}								
		o			+			++		
		E								
		o	+	++	o	+	++	o	+	++
o/o		↑↑	→	↘	↑↑	↘	↘	↑	↘	↘
o/+		↑↑↑	↘	↘	↑	↘	↘	↗↑	↘	↘
o/++		↑	↘	↘	↗	↘	↘	↗	↘	↘
+/o		↑↑	↑↑	↑↑↑	↑↑	↗↑	↘↗	↑↑	→↗	↘→
+/+		↑↑	↗↑↑	↘↑	↑↑	↘↗	↘→	↑↑	↘→	↘
+/++		↑↑	→↗	↘	↑↑	↘→	↘	↑↑↑	↘	↘
++/o		↑↑	↑↑	↑↑	↑↑	↑↑	↑	↑↑	↑	↗
++/+		↑↑	↑↑	↑↑↑	↑↑	↗↑	→↗	↑↑	↗	↘→
++/++		↑↑	↑	↗	↑↑	↗	↘	↑↑	→	↘

- ↑↑ Verschiebungen nicht mehr darstellbar
- ↑ Sehr große Verschiebungen, $u_{End} \geq 75$ cm
- ↗ Große Verschiebungen, $25 \text{ cm} \leq u_{End} < 75 \text{ cm}$
- Mittlere Verschiebungen, $15 \text{ cm} \leq u_{End} < 25 \text{ cm}$
- ↘ Kleine Verschiebungen, $u_{End} < 15 \text{ cm}$
- o Kleine Werte
- + Mittlere Werte
- ++ Hohe Werte

Abbildung 116: Auswertung der Parameterstudie mit dem KLV

Bei den Extremwerten ist eine Auswertung unter Berücksichtigung zweier Eingangsparameter teilweise möglich. Im Allgemeinen bedingen sich die Parameter untereinander jedoch so, dass teilweise zwischen kleinen und nicht mehr darstellbaren Verschiebungen nur unter Berücksichtigung einer weiteren Eingangsgröße unterschieden werden kann.

6.4.3 Diskussion der Parameterstudie hinsichtlich ihrer Übertragbarkeit auf andere Projekte

Das Ergebnisdiagramm (Abbildung 115) verdeutlicht die jeweiligen Einflüsse der variierten geotechnischen Parameter. Damit wird der Eindruck aus der Analyse der gemessenen Konvergenzen und der Auswertung der Erfahrungen beim Bau des Tauerntunnels bestätigt, dass die Qualität der Gesteins- und Gebirgsparameter einen großen Einfluss auf die Verschiebungsentwicklung hat. Jedoch scheint bei Anwendung des KLV die Überlagerungshöhe der größte Einflussfaktor zu sein, was sich bisher empirisch nicht bestätigen ließ. In Kapitel 7 wird mithilfe eines zweidimensionalen Modells eine Parameterstudie mit Variation der gleichen Parameter durchgeführt, wobei in dem Modell der Ausbau berücksichtigt und anschließend mit den analytischen Ergebnissen verglichen wird.

6.5 Diskussion der Anwendbarkeit von analytischen Berechnungsmethoden in druckhaftem Gebirge

Bei einem tiefliegenden Tunnel ist es schwierig, die erforderlichen Berechnungsparameter mit der nötigen Genauigkeit vorauszubestimmen. Statische Untersuchungen sind daher als Abschätzung der Standsicherheit und der zulässigen Verschiebungen zwingend erforderlich. Daher eignen sich analytische Modelle gerade in der Planung eines Tunnelvortriebs in druckhaftem Gebirge, wenn noch wenige Werte zu den Gebirgs- und Gesteinsparametern vorliegen.

Die Modelle zur Beurteilung von druckhaftem Gebirgsverhalten sind jedoch sehr ungenau und eignen sich nur bedingt zur Prognose des Gebirgsverhaltens. In Kapitel 6.2 wird deutlich, dass die Modelle die druckhaften Bereiche auf Grundlage der prognostizierten Gebirgsarten identifizieren konnten, jedoch wurden auch Bereiche als stark druckhaft vorausgesagt, in welchen nur geringe Konvergenzen auftraten. Aus der Analyse der Verschiebungsentwicklung am Tauerntunnel ist die Tendenz zu erkennen, dass die Konvergenzen abnehmen, sobald ein nachgiebiger Ausbau eingesetzt wird. Eine Beurteilung von druckhaftem Gebirgsverhalten ist folglich ohne Berücksichtigung des Ausbaus nicht zielführend.

Das KLV hingegen berücksichtigt sowohl das Gebirgsverhalten als auch den Ausbau und ist unter Einsatz des LDP zudem ein quasi-räumliches Verfahren. Die benötigten Eingabeparameter variieren mit der Komplexität der Ansätze, wobei bereits einfache Modelle Tendenzen aufzeigen können. Die Analyse mit den Daten des Tauerntunnels hat gezeigt, dass erste Planungen durchaus mit dem KLV durchgeführt werden können, wenn der nachgiebige Ausbau Berücksichtigung findet. Dabei sollten die zeitabhängige Entwicklung des Spritzbetons sowie das Last-Verformungsverhalten der Stauchelemente integriert werden.

Der Ansatz nach Gschwandtner & Galler (2012) hat sich bei der Implementierung von Stauelementen bewährt.

Die Parameterstudie hat gezeigt, dass bei großen Überlagerungshöhen und schlechten Gesteins- und Gebirgsparametern eine Anwendung des analytischen KLV zu sehr hohen Endverschiebungen und großen Plastifizierungen führt. Eine Beurteilung des Last-Verformungsverhaltens, welches Stauelemente zur Aufnahme der Konvergenzen benötigen, ist auf Grundlage des reinen Gebirgsverhaltens schwierig. Die Auslegung muss über ein Zusammenspiel aus Berücksichtigung des Ausbaus und des Gebirgsverhaltens erfolgen. In Kapitel 9.1.1 werden dazu genauere Empfehlungen gegeben.

7 Einfluss der geotechnischen Randbedingungen in druckhaftem Gebirge auf die nachgiebige Spritzbetonschale

7.1 Numerische Berechnungsmodelle für den Tunnelvortrieb

Mit numerischen Berechnungen werden Spannungs- und Verformungsanalysen durchgeführt, die eine zuverlässige Prognose des Bauwerkverhaltens unter der Voraussetzung einer korrekten Implementierung der realen Randbedingungen ermöglichen (Kapitel 4.1.2). Mit den numerischen Modellen können im Vergleich zu den analytischen Verfahren beispielsweise der Gebirgsspannungszustand, das Gefüge, das zeitabhängige Gebirgsverhalten und die Wechselwirkung zwischen Gebirge und Auskleidung realitätsnah beschrieben werden. Gerade in druckhaftem Gebirge können langanhaltende Verformungen auftreten, die mit analytischen Methoden so nicht zu prognostizieren sind.

Ob für die Berechnung zwei- oder dreidimensionale Modelle genutzt werden, ist abhängig vom Planungsstand. Dreidimensionale Modelle generieren einen weitaus höheren Modellierungs- und Rechenaufwand, berücksichtigen jedoch Spannungsumlagerungen in Tunnel-längsrichtung. Berechnungen im ebenen Dehnungszustand sind bei geringem Kenntnisstand zu den Baugrundverhältnissen in der Entwurfsplanung oder zur Abschätzung der Randbedingungen durch Parameterstudien geeignet. Für komplexe Belastungssituationen und erhöhte Genauigkeitsanforderungen empfehlen sich dreidimensionale Berechnungen, die wirklichkeitsnähere Resultate liefern. Da für die Durchführung der dreidimensionalen Berechnungen ein hoher Modellierungs- und Berechnungsaufwand erforderlich ist, muss die Ergebnisgenauigkeit stets mit der vorhandenen Planungstiefe und der geforderten Prognosegenauigkeit ins Verhältnis gesetzt werden. (Bernecker & Ries, 2012)

Die Analyse der Verschiebungsentwicklung des Tauerntunnels wird in einem ersten Schritt mit einem zweidimensionalen Berechnungsmodell durchgeführt. Mithilfe einer Parameterstudie wird gezeigt, unter welchen Randbedingungen sich welche Belastungssituationen der nachgiebigen Spritzbetonschale einstellen bzw. die Stauchelemente größeren Einwirkungen ausgesetzt sind. Mit den Erkenntnissen aus diesem Kapitel wird das dreidimensionale Modell in Kapitel 8 erstellt. Im Unterschied zu der in Kapitel 6.4 durchgeführten Parameterstudie zum Einfluss der geotechnischen Randbedingungen auf die Verschiebungsentwicklung wird hier zusätzlich der Ausbau berücksichtigt.

7.2 Beschreibung des gewählten zweidimensionalen Berechnungsmodells

Die Parameterstudie wird an einem Finite-Elemente-Modell im ebenen Dehnungszustand durchgeführt, welches mit der Software DIANA erstellt wurde. In den folgenden Kapiteln

wird die Umsetzung der wesentlichen Bestandteile der nachgiebigen Sicherung im Berechnungsmodell näher beschrieben. Dabei wird im Einzelnen auf die Abbildung der geotechnischen Randbedingungen und der Tunnelgeometrie sowie auf Modellabmessungen, Netzgeometrie und die Modellierung der Sicherungsmittel eingegangen. Weiterhin werden die simulierten Bauzustände und die einzelnen Berechnungsschritte erläutert.

7.2.1 Implementierung der geologischen Randbedingungen

Die geotechnischen Randbedingungen werden entsprechend den vorliegenden Verhältnissen im Tauerntunnel berücksichtigt (Kapitel 6.1). Beim Vortrieb wurden kaum Wasserzutritte verzeichnet, daher wird der Einfluss von Bergwasser vernachlässigt. Da die Materialkennwerte des Gebirges nur durch standardmäßige Untersuchungen gewonnen wurden, wird hier auf die Berücksichtigung eines höherwertigen Materialmodells verzichtet. Daher wird zur stofflichen Beschreibung des Gebirges das Stoffgesetz von Hoek-Brown mit den in Tabelle 14 angegebenen gebirgsmechanischen Parametern herangezogen. Die geometrische Modellierung des Gebirges erfolgt über vierknotige, viereckige Flächenelemente, welche sich zur zweidimensionalen Simulation von Gebirgsblöcken eignen.

Tabelle 14: Gebirgsmechanische Berechnungsparameter für TM 1.731 (vgl. ASFINAG, 2002)

Matériaualeigenschaften	Parameter	Einheit	Wert
E-Modul	E	GPa	3,56
Querdehnzahl	ν	-	0,25
Wichte	γ	kN/m ³	27,5
Einaxiale Gesteinsfestigkeit	σ_{ci}	MPa	40
Geological Strength Index	GSI	-	40
Hoek-Brown-Parameter	m_i	-	8
Hoek-Brown-Parameter	s_i	-	0,0013
Seitendruckbeiwert	k_0	-	0,64

7.2.2 Implementierung des nachgiebigen Ausbaus mit geschlitzter Spritzbetonschale, Stauchelementen und Systemankerung

Die Interaktion der beiden Ausbauelemente Spritzbeton und Stauchelement bestimmt das passive Ausbauelement der nachgiebigen Spritzbetonschale. Bei der Implementierung der Elemente in die Berechnungsmodelle sind die Initialsteifigkeit der Stauchelemente genau abzubilden und gleichzeitig die zeitabhängige Festigkeits- bzw. Steifigkeitsentwicklung des Spritzbetons möglichst realitätsnah zu beschreiben. Wird die Initialsteifigkeit der Stauchelemente zu hoch angesetzt, führt dies zu einer frühzeitigen Überlastung der Spritzbetonschale. Daher wird die stoffliche Modellierung der Systemkomponenten Spritzbeton und

Stachelement auf Basis der Versuchsergebnisse aus Kapitel 5 durchgeführt und im Folgenden beschrieben.

Spritzbeton

Der Spritzbeton wird über ein linear-elastisches Materialmodell berücksichtigt, wobei für den E-Modul nach einem, zwei und 28 Tagen mit dem jeweiligen Wert der Versuchsergebnisse aus Kapitel 5.3.4 gerechnet wird. Geometrisch wird die Spritzbetonschale mit Balken-Elementen umgesetzt. Die Dehnung ε_{xx} bleibt bei den Elementen konstant und die Krümmung κ_z variiert entlang der Mittellinie des Balkens. Die primären Schnittgrößen sind die Normalkraft N und das Biegemoment M . Die Balkenelemente werden für die Spritzbetonschale gewählt, da im 2D-Modell keine Untersuchungen auf der Querschnittsebene der Spritzbetonschale durchgeführt werden.

Stachelemente

Eine sinnvolle Umsetzung zur Modellierung der Stachelemente sind Federn, welchen eine Federsteifigkeit und ein multilineares Last-Verformungsverhalten zugewiesen werden. Das multilineare Last-Verformungsverhalten orientiert sich an den Versuchsergebnissen des Wabe-Elements aus Kapitel 5.4. In Abbildung 117 sind die Ergebnisse der numerischen Nachrechnung den Versuchsergebnissen gegenübergestellt.

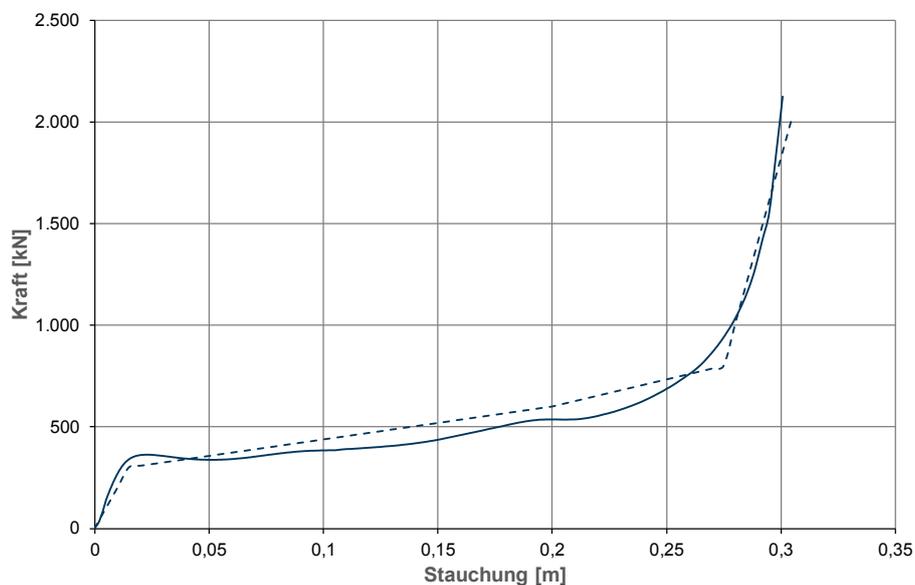


Abbildung 117: Ergebnisse der numerischen Nachrechnung der Versuche (gestrichelt) im Vergleich zu den Versuchsergebnissen aus Kapitel 5.4

Systemankerung

Die Systemankerung wird über Stab-Elemente diskretisiert. Die Ankerstäbe haben einen Durchmesser von $\varnothing = 25$ mm. Für die Abbildung des Stahlverhaltens wird ein linearelastisches-perfekt plastisches Modell mit einer Bruchbedingung nach von Mises gewählt.

Interface zwischen Spritzbetonschale und Gebirge

Die Stauchelemente ermöglichen eine tangentielle Verkürzung der Schale; Spritzbeton und Gebirge stellen ein Verbundsystem dar, unterbrochen von den nachgiebigen Stauchelementen. Eine Frage, die sich daraus ergibt, ist, wie sich die tangentielle Verkürzung der Schale in diesen bestimmten Stellen auf das Verbundverhalten von Spritzbeton und Gebirge an der Interaktionsfläche auswirkt.

Diese kinematische Besonderheit des Gesamtragsystems wird berücksichtigt, indem die Interaktionsflächen zwischen Gebirge und Spritzbeton und die Flächen zwischen den Stauchelementen und dem Gebirge mittels Interfaces simuliert werden. Interface Elemente sind Übergangselemente, welche die Kontakteigenschaften zwischen den Konstruktionselementen abbilden. Dazu wird jeweils eine normale Steifigkeit K_n und eine tangentielle Steifigkeit K_t für das Interface festgelegt. Das Verhältnis ist laut DIANA (2014) definiert zu:

$$K_n \cong 100 \sim 1.000 \frac{E^{adj}}{l^{el}} \quad (\text{Formel 7-1})$$

$$K_t \cong \frac{K_n}{10 \sim 100} \quad (\text{Formel 7-2})$$

E^{adj} Elastizitätsmodul des benachbarten Gittersatzes

l^{el} Charakteristische Länge eines Elements

Zusammenfassend sind die Eingabeparameter und die Berechnungsansätze in Tabelle 15 aufgestellt.

Tabelle 15: Zusammenstellung der Eingabeparameter für die Ausbauelemente

Ausbauelemente	E-Modul	Querdehnzahl	Wichte	Fließspannung
	E	ν	γ	f_{yk}
	[MPa]	[-]	[kN/m ³]	[MPa]
Spritzbeton				
1d	12.596	0,2	24,0	
2d	16.309	0,2	24,0	
28d	24.206	0,2	24,0	
Anker	210.000	0,3	78,5	500

7.2.3 Darstellung des Gesamtmodells

Nachfolgend wird das Gesamtmodell anhand der Netzgeometrie sowie den Modellabmessungen und Auflagerbedingungen vorgestellt.

Netzgeometrie

Bei der Entwicklung der Netzgeometrie spielt die Ergebnisgenauigkeit eine entscheidende Rolle, da es sich bei der Finiten-Elemente-Methode um ein Näherungsverfahren handelt. Die Ergebnisgenauigkeit steigt mit zunehmender Netzfeinheit. Um ein gutes Verhältnis zwischen ausreichender Ergebnisgenauigkeit und akzeptablem Rechenaufwand realisieren zu können, wird das Elementnetz im Nahbereich des Tunnelausbruchs und in Bereichen, die genauer untersucht werden, feiner gestaltet (ca. 0,5 m) und schrittweise nach außen aufgeweitet (Abbildung 118). Um einen fließenden Übergang zwischen feineren und größeren Bereichen des Netzes zu erreichen, wird angestrebt, dass nebeneinanderliegende Elemente maximal die doppelte Größe aufweisen.

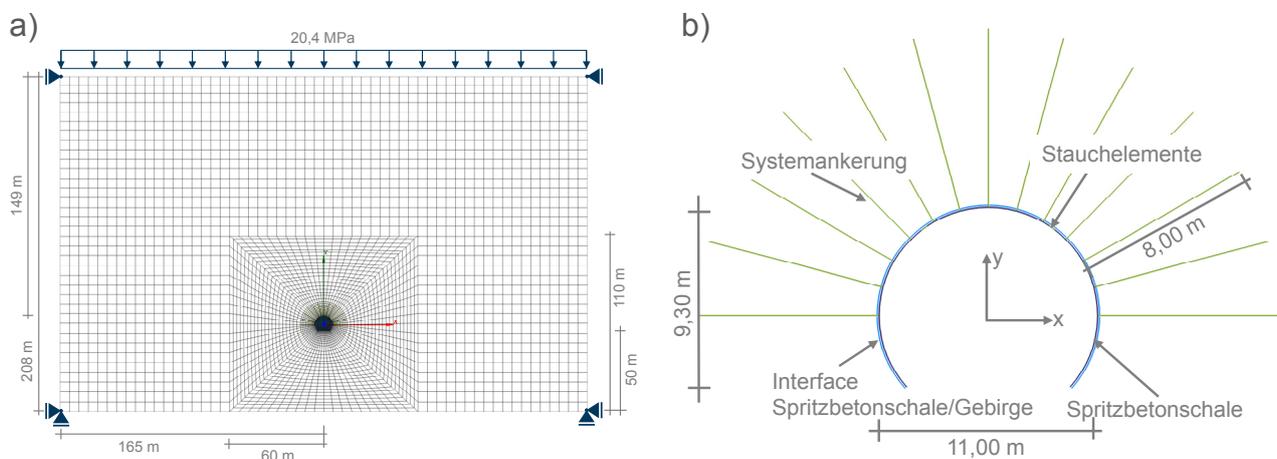


Abbildung 118: (a) Abmessungen und Auflagerbedingungen des Berechnungsmodells und Abmessungen und (b) Aufbau der geschlitzten Spritzbetonschale mit Stauchelementen, Systemmankering und Interface

Modellabmessungen und Auflagerbedingungen

Um bei den Berechnungen Randeinflüsse des Modells ausschließen zu können, ist es notwendig, die Modellgrenzen mit ausreichendem Abstand zum Untersuchungsbereich zu wählen. In der Literatur finden sich Angaben hierzu in den Empfehlungen des Arbeitskreises Numerik in der Geotechnik (DGG, 2014). Für den Querschnitt wird ein Abstand zum seitlichen Rand des vier- bis fünffachen Tunneldurchmessers, zum unteren Modellrand ein Abstand des etwa zwei- bis dreifachen Tunneldurchmessers vorgeschlagen. Die Abmessungen im Modell werden zum seitlichen Rand größer und zum unteren Modellrand in Anlehnung an diese Empfehlung gewählt. Die gewählten Modellabmessungen sind in Abbildung 118a zusammengestellt. An den Modellrändern sind die Knoten jeweils gegen Verschiebungen in vertikaler bzw. horizontaler Richtung gehalten.

Da die Überdeckungshöhe in dem betrachteten Querschnitt 905 m beträgt, wird diese um 756 m durch eine Linienlast mit 20,4 kN/m substituiert, wie in Formel 7-3 erläutert:

$$p_{\ddot{u}} = \rho \cdot g \cdot h = 2,75 \text{ t/m}^3 \cdot 9,81 \text{ m/s}^2 \cdot 756 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} = 20.395 \text{ kN/m} \quad (\text{Formel 7-3})$$

7.2.4 Bauzustände und Berechnungsphasen

In der numerischen Berechnung werden einzelne Rechenschritte für jeden Bauzustand angelegt. Generell gliedert sich der Ablauf der Berechnung dabei in die wesentlichen Prozesse:

- Ermittlung der Primärspannungsverhältnisse im Boden
- Schrittweise Simulation des Vortriebs im Untersuchungsbereich des Modells

In den folgenden Punkten werden diese Berechnungsphasen beziehend auf die untersuchten Vortriebsvarianten näher beschrieben und erläutert.

Berechnung des Primärspannungszustandes

Im ersten Berechnungsschritt werden die Spannungen infolge des Überlagerungsgewichts des Gebirges vor Beginn des Tunnelvortriebs ermittelt. Die berechneten Spannungen auf Höhe der Tunnelfirste entsprechen den vorab analytisch bestimmten.

Schrittweise Simulation des Vortriebs mit dem Stützlastverfahren

Bei der Modellierung im ebenen Dehnungszustand wird der Bauablauf vor, während und nach dem Einbau des Ausbaus senkrecht zur Vortriebsrichtung betrachtet. Mit zweidimensionalen Modellen ist es jedoch nicht möglich, den räumlichen Spannungszustand im Bereich der Ortsbrust zu erfassen. Die Längstragwirkung, bei der sich das Gewölbe in Längsrichtung auf die Tunnelschale und das Gebirge vor der Ortsbrust abstützt, kann nicht direkt modelliert werden. Um die fehlende Gewölbewirkung in Längsrichtung zu erfassen, kann in der Software DIANA das Stützlastverfahren genutzt werden.

Ausgehend vom Primärspannungszustand p_0 werden in einer ersten Rechenphase durch Deaktivierung der Gebirgselemente innerhalb des Tunnelquerschnitts der Vortrieb modelliert und die Spannungen entlang des Ausbruchrandes um einen Faktor $\beta \cdot p_0$ reduziert (mit $0 < \beta < 1$). In Folge der Spannungsreduzierung kommt es zur Gewölbekonstruktion um den Tunnel. Die verbleibende Spannung $\beta \cdot p_0$ kann als vorübergehende Stützung des Hohlraums verstanden werden. In einer zweiten Rechenphase wird diese Stützkraft abgemindert und der Ausbau des Tunnels aktiviert. Die verbleibende Spannung $\beta \cdot p_0$ wird vom Baugrund und der Tunnelauskleidung aufgenommen. Nachdem β auf null reduziert wurde, können die Schnittgrößen in der Tunnelschale und die endgültigen Baugrundverformungen ermittelt werden.

In acht Phasen (Abbildung 119) werden unterschiedliche Elementgruppen aktiviert bzw. deaktiviert sowie die Phasenfaktoren angepasst, um möglichst genau die gemessenen Konvergenzen zu reproduzieren. Die in den verschiedenen Phasen berücksichtigten Geometriesätze sind aufgeteilt in:

- Phase 0: Initial-Zustand
- Phase 1: Ausbruch der Kalotte (Ka) ($\beta_{Ka} = 0,8$)
- Phase 2: Spritzbetonausbau Kalotte, Einbau der Stauchelemente ($\beta_{Ka} = 0,6$)
- Phase 3: Installation der Anker ($\beta_{Ka} = 0,5$)
- Phase 4: Aushärtung Spritzbetonschale Kalotte ($\beta_{Ka} = 0,3$)
- Phase 5: Ausbruch der Strosse (St) ($\beta_{Ka} = 0,1$, $\beta_{St} = 0,8$)
- Phase 6: Spritzbetonausbau Strosse ($\beta_{Ka} = 0$, $\beta_{St} = 0,5$)
- Phase 7: Aushärtung Spritzbetonschale Strosse ($\beta_{Ka} = 0$, $\beta_{St} = 0$)

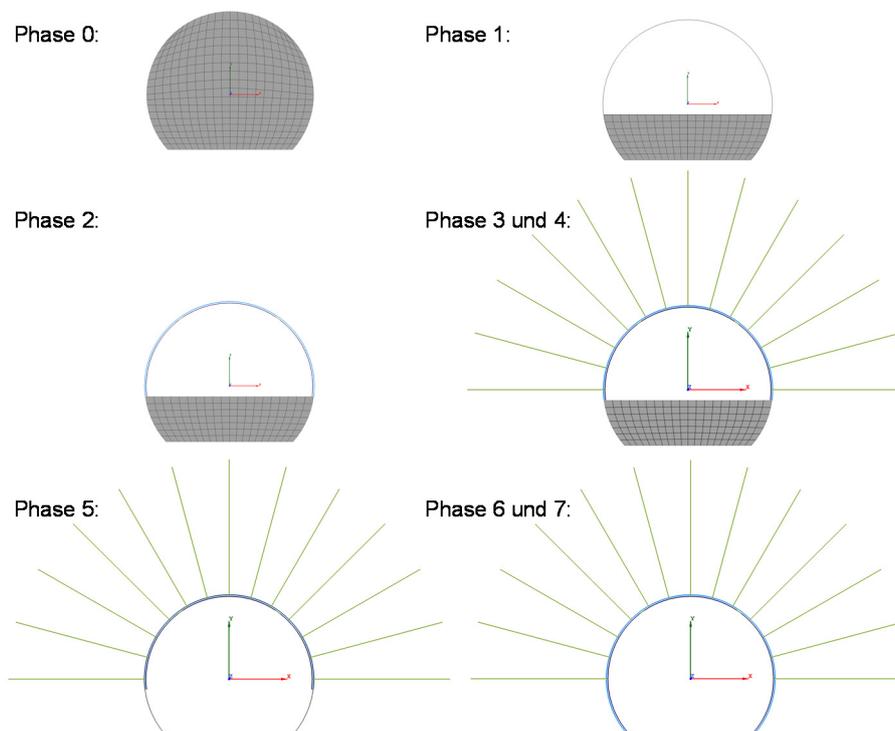


Abbildung 119: Bauablauf im 2D-Modell mit aktivierten Elementen und Größe des iterativ ermittelten Phasenfaktors nach Hammer et al. (2018)

7.3 Validierung des Ausgangsmodells

Um eine übertragbare Parameterstudie durchführen zu können, wird das vorgestellte Modell am Beispiel des Tauerntunnels mit Projektdaten validiert. Zur Validierung des Ausgangsmodells wird der Bereich bei TM 1.731 gewählt.

7.3.1 Referenzquerschnitt

Im geologischen Längsschnitt des Nordvortriebs ist der Referenzquerschnitt für die Berechnungen, mit einer Überdeckung von 905 Metern, hervorgehoben (Abbildung 120a). In Abbildung 120b ist die geologische Kartierung der Kalottenortsbrust dargestellt. Lithologisch dominierte im gesamten Querschnitt der Grünphyllit, dem jedoch reichlich Anhydrit zwischengeschaltet war. Mit Mischserie A wurde eine Gesteinsserie bezeichnet, bei der zahlreiche Harnische eine Verschuppung verursachten. Diese zumeist tektonisierten Gesteine wurden zusätzlich von Gips begleitet.

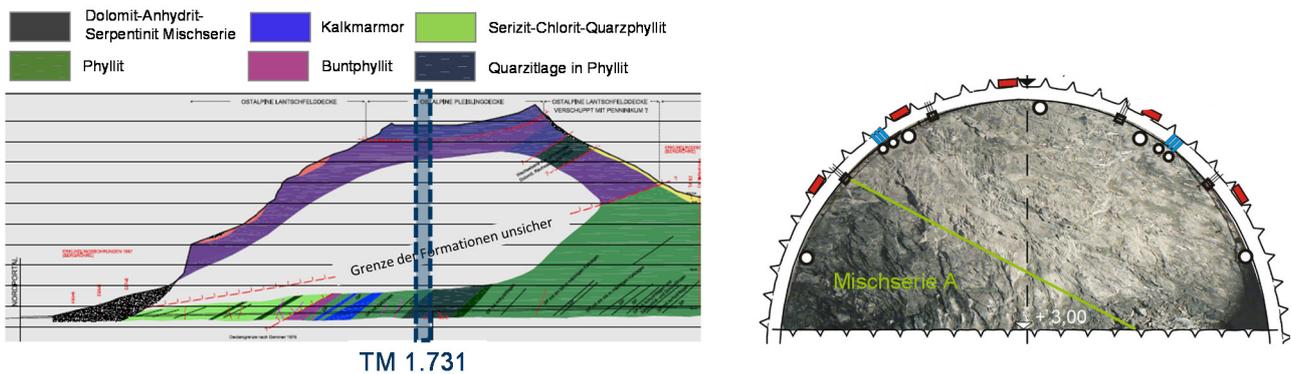


Abbildung 120: (a) Tunnellängsschnitt des Nordvortriebs mit angetragenem Referenzquerschnitt nach ASFINAG (2006) und (b) Foto der Geologie an der Kalottenortsbrust nach Porr (2007-2009)

Der Bereich bei TM 1.731 wurde in den Planungen als stark druckhaft prognostiziert, daher war ein Ausbau mit Stauchelementen vorgeschrieben. In die 25 cm starke und einlagig bewehrte Spritzbetonschale wurden jeweils eine Reihe Stauchelemente des Typs Wabe mit einem Abstand von 3,50 m zur Firste integriert.

Abbildung 121 zeigt eine vektorielle Darstellung der Konvergenzen in TM 1.731. In der Firste traten Verformungen von ca. 8,00 cm auf. Im rechten Kämpfer wurden maximale Konvergenzen von 9,50 cm gemessen. Im linken Kämpfer und in den Ulmen traten nur geringe Konvergenzen auf.

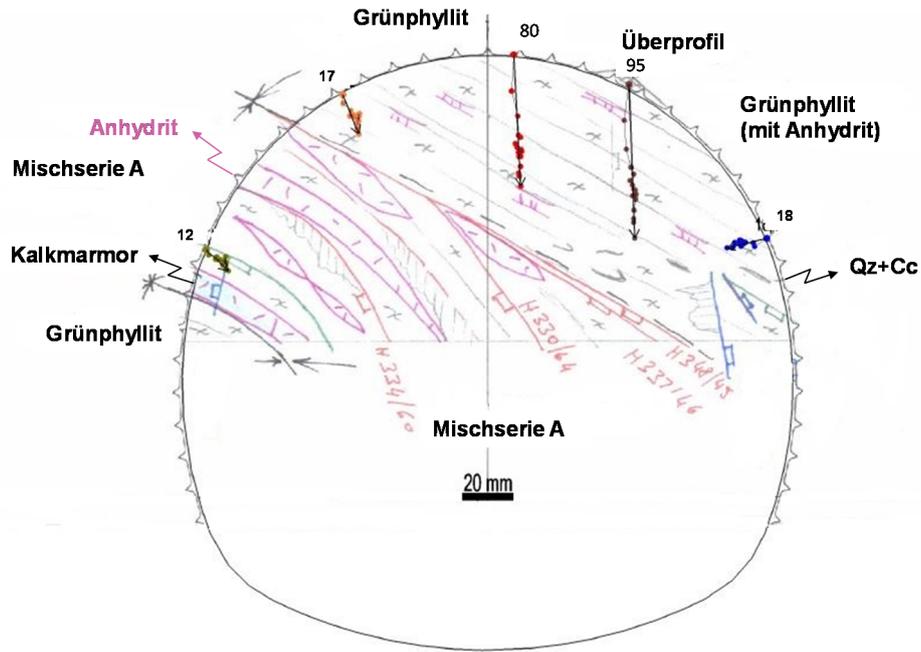


Abbildung 121: H/V-Verschiebung für Messquerschnitt TM 1.731 (Porr, 2007-2009)

7.3.2 Auswertung der Berechnungsergebnisse

Die Berechnungsergebnisse werden im Folgenden ausgewertet und den Messergebnissen des Querschnitts TM 1.731 gegenübergestellt. In Abbildung 122 sind die Gesamtverschiebungen im Endzustand in Phase 7 dargestellt. Im Firstpunkt betragen die berechneten Verschiebungen 9,1 cm und in den Kämpfern 10,1 cm. Die Abweichungen zu den gemessenen Verschiebungen von 8,0 cm bzw. 9,5 cm sind verhältnismäßig gering. Außerdem kann die Verschiebungsentwicklung über die Phasenfaktoren gut nachempfunden werden.

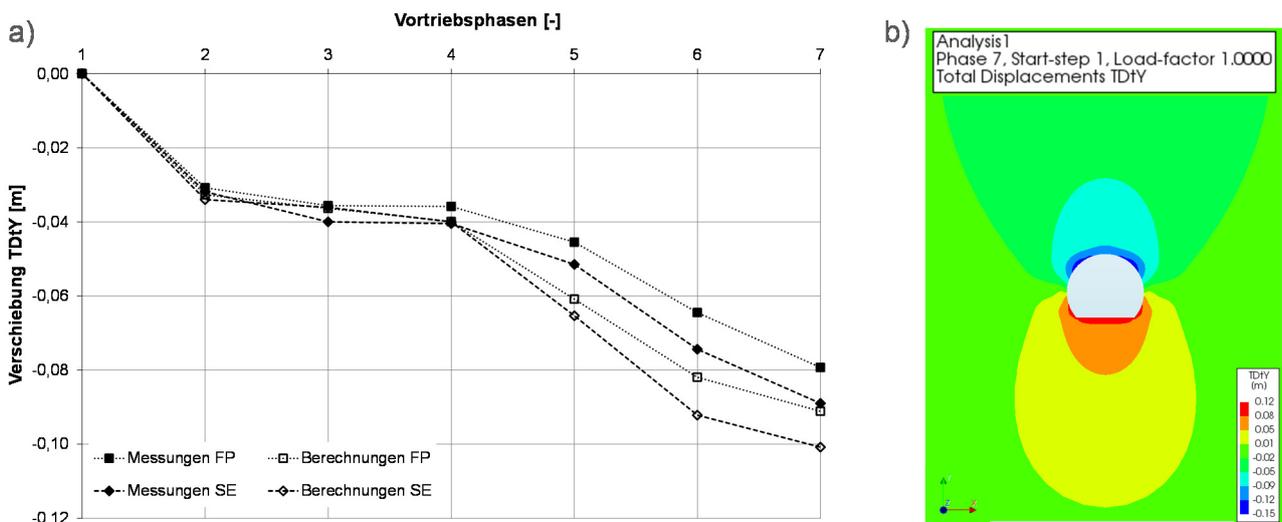


Abbildung 122: (a) Vergleich der gemessenen zur berechneten vertikalen Verschiebungsentwicklung im Firstpunkt und im Stauchelement; (b) Verformungsfigur in y-Richtung in Phase 7

Abbildung 123a zeigt die Normalkräfte in der Spritzbetonschale und den Ankern in Phase 7 und die Normalkraftentwicklung in der Firste und dem Stauchelement über die Vortriebsphasen. Durch vollständige Entlastung der Kalotte und den Ausbruch der Stosse (Entlastung 50 %) steigen die Normalkräfte zwischen Phase 5 und 6 an. Das Stauchelement wird bei einer Belastung von 300 kN aktiviert und nimmt Verformungen auf. Die Belastung des Stauchelements liegt in Phase 7 mit etwa 770 kN unterhalb der Belastungsgrenze von etwa 2.000 kN, das Element ist folglich nicht vollständig verformt.

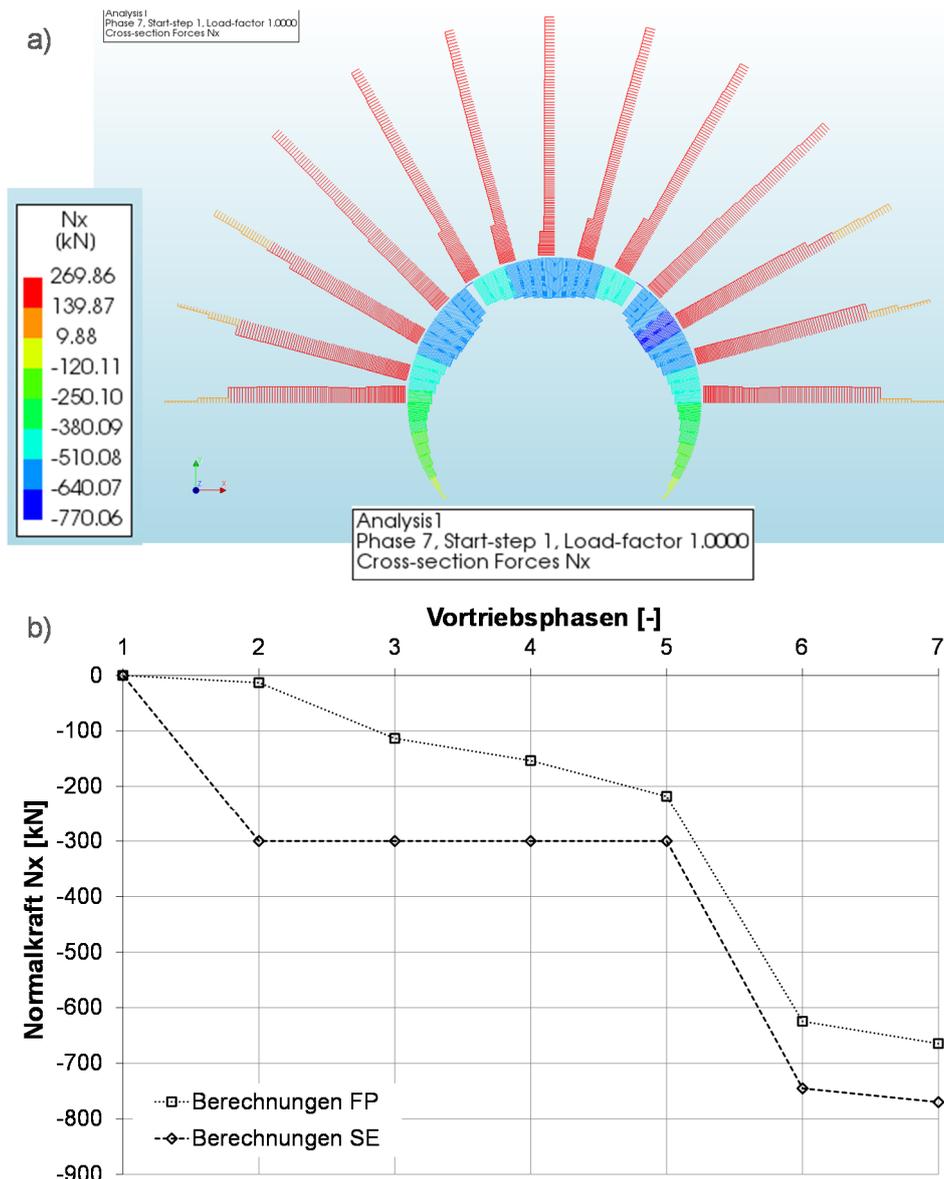


Abbildung 123: (a) Normalkräfte N_x in der Spritzbetonschale und den Ankern in Phase 7 und (b) Normalkraftentwicklung im Firstpunkt und Stauchelement

Mit der Anpassung des zweidimensionalen Modells über die Phasenfaktoren lassen sich die gemessenen Konvergenzen am Tauerntunnel in TM 1.731 in den jeweiligen Phasen abbilden. Für die Parameterstudie wird das Modell genutzt, es werden lediglich einige Randbedingungen geändert.

7.3.3 Vergleich der numerischen und analytischen Berechnungsergebnisse

Die analytischen Berechnungsmethoden, wie das KLV, liefern einen Verschiebungswert für den gesamten Querschnitt, die numerischen Berechnungen ermöglichen eine differenzierte Analyse der Spannungen und Verformungen in der Spritzbetonschale und im Gebirge. Die Berechnung mit Phasenfaktoren erlaubt zudem eine Berücksichtigung des Tunnelvortriebs im zweidimensionalen Modell.

Ein weiterer Unterschied sind die Randbedingungen, die beiden Verfahren zu Grunde liegen. Beim KLV wird ein kreisrunder Querschnitt mit einer gleichmäßigen Spannungsverteilung (Seitendruckbeiwert $k_0 = 1,0$) vorausgesetzt. Bei numerischen Modellen kann die Unterteilung des Querschnitts in Kalotte, Strosse und Sohle sowie eine abweichende Querschnittsform berücksichtigt werden. Der Seitendruckbeiwert kann abhängig von den vorliegenden Bedingungen gewählt werden. Die Berücksichtigung einer abweichenden Querschnittsform und eines kleineren Seitendruckbeiwerts ergibt eine Spannungsverteilung, die nicht gleichmäßig um den Hohlraum verteilt ist.

Für das vorliegende Beispiel wird mit dem KLV eine radiale Verschiebung der Spritzbetonschale mit Stauchelementen von $u_{r,KLV} = 8$ cm berechnet, die zweidimensionale numerische Berechnung hat eine maximale Verschiebung der Spritzbetonschale von $u_{r,2D} = 10,1$ cm ergeben. Die Ergebnisse der Verschiebungsentwicklung sind in einer ähnlichen Größenordnung bei beiden Verfahren und passen zu den tatsächlich aufgetretenen Verschiebungen von $u_{max} = 9,5$ cm.

7.4 Parameterstudie zum Einfluss der geotechnischen Randbedingungen auf das Systemverhalten der nachgiebigen Spritzbetonschale

Die Literaturrecherche in Kapitel 3.3 hat gezeigt, dass druckhaftes Gebirgsverhalten sehr differenziert auftreten kann. Einerseits hängt dies vom gewählten Vortriebs- und Ausbaukonzept sowie andererseits von den geotechnischen Randbedingungen ab. In diesem Kapitel wird mithilfe einer Parameterstudie numerisch ermittelt, welchen Einfluss die geotechnischen Parameter auf die Belastung der nachgiebigen Innenschale haben.

Dazu wird das validierte numerische Modell genutzt, wobei die Eingangswerte geändert und in etwa an die Mittelwerte der Variationsparameter angepasst werden (grün hinterlegte Werte). Die Parameter und die gewählten Grenzen sind in Abbildung 124 aufgezeigt. Die

Parametervariation orientiert sich dabei an den Grenzen der Parameterstudie mit dem Kennlinienverfahren (Kapitel 6.4). Bei der numerischen Parameterstudie wird jeweils nur ein Parameter variiert.

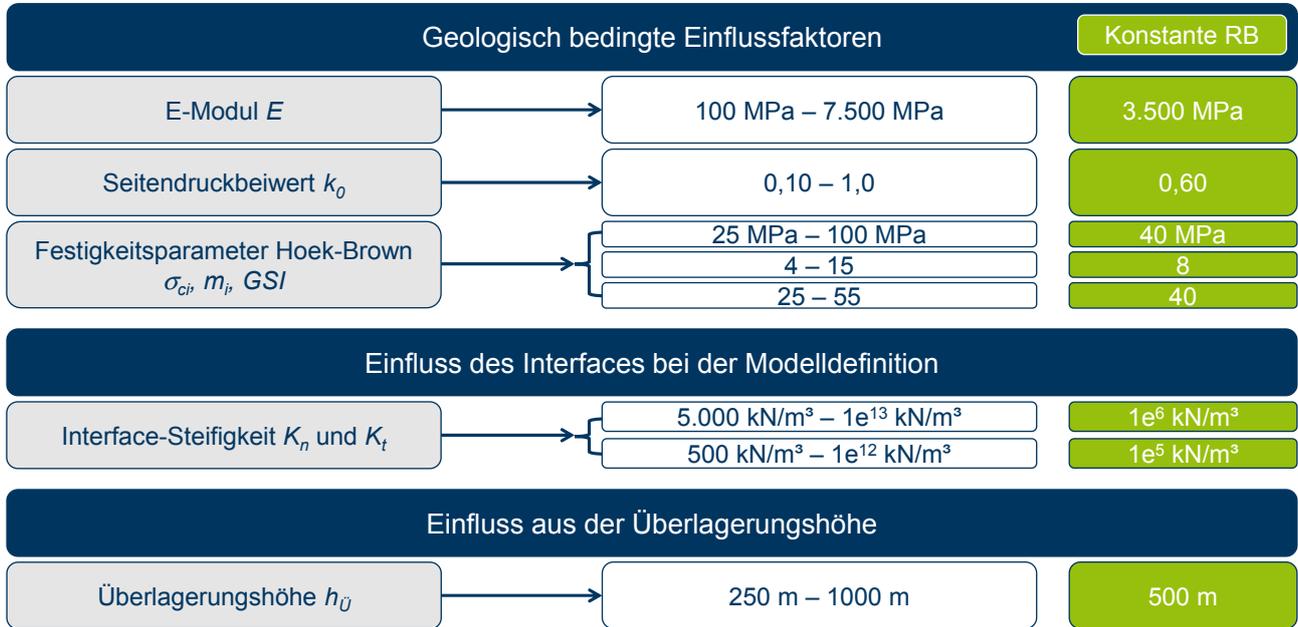


Abbildung 124: Eingangsparameter für die numerische Parameterstudie, Variationsbandbreite sowie konstante Ausgangsbedingungen

Andere Faktoren, wie der Einfluss tektonischer Kräfte, könnten anhand einer diskreten Nachbildung der Klüftungen oder Störungen berücksichtigt werden. Da aber für das Gebirge ein homogenes Modell gewählt wird und ein diskreter Einbau der Trennflächen oder möglicher Störungen aufgrund fehlender Informationen nicht möglich ist, wird dieser Faktor nicht untersucht. Der Einfluss der Wichte des Gesteins wird aufgrund ähnlicher Größen bzw. der geringen Bandbreite bei einzelnen Hartgesteinen als weniger wirksam eingeschätzt.

7.4.1 Untersuchungspunkte

Zur Auswertung der Parameterstudie werden die in der Spritzbetonschale berechneten Normalkräfte N_x und Momente M_z sowie die Verschiebungen analysiert. Die Daten werden dazu an neuralgischen Punkten abgelesen, die in Abbildung 125 gezeigt sind. Der Referenzpunkt P_{FP} liegt in der Tunnelfirste, Referenzpunkt P_{SE} im Stauchelement und Referenzpunkt P_{ST} in der Strosse; an diesen Punkten werden die Schnittgrößen abgelesen. Die Referenzpunkte zur Analyse der Verschiebungen sind die Punkte P_{FP} sowie $P_{KÄ}$ im Kämpfer und P_{UL} in der Ulme.

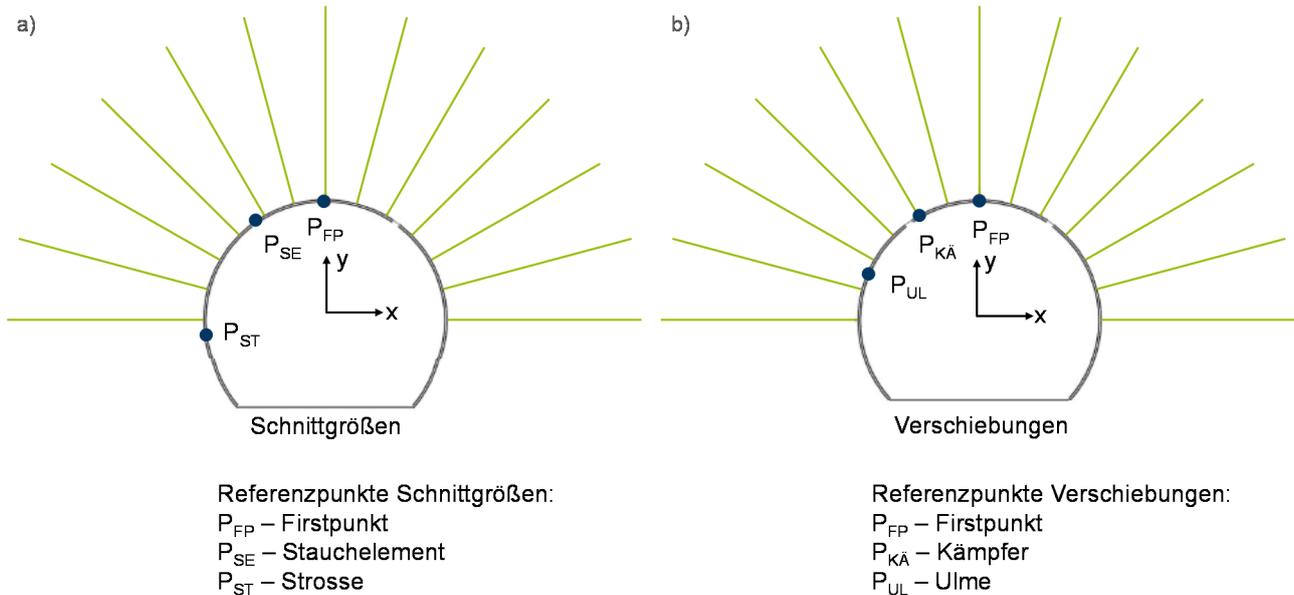


Abbildung 125: Referenzpunkte für die Analyse der Parameterstudie; (a) Schnittgrößen und (b) Verschiebungen

7.4.2 Einfluss der geologischen Faktoren

Nachfolgend werden die Einflüsse der geologischen Faktoren:

- Elastizitätsmodul des Gebirges E ,
- Seitendruckbeiwert k_0 ,
- Geological Strength Index GSI ,
- Hoek-Brown-Festigkeitsparameter m_i ,
- Einaxiale Gesteinsfestigkeit σ_{ci}

auf die Spannungsverteilung im Gebirge, die Schnittgrößen in der Spritzbetonschale sowie die Verschiebungsentwicklung in den Referenzpunkten dargestellt und analysiert.

Elastizitätsmodul E des Gebirges

Im Vergleich zum Referenzfall wird zunächst der E-Modul des Gebirges, mit Werten zwischen $E = 100$ MPa und $E = 7.500$ MPa, variiert. Alle anderen Parameter und Abmessungen bleiben unverändert, so wie im Ausgangsmodell definiert. In Abbildung 126 sind die Verschiebungen in den Referenzpunkten in Abhängigkeit vom E-Modul dargestellt. Zudem sind exemplarisch drei qualitative Verformungsverläufe um den Hohlraum abgebildet. Bei Gebirge mit geringem E-Modul treten große Verschiebungen auf, welche mit zunehmendem E-Modul abnehmen. Die aufgelockerte Zone um den Hohlraum wird mit größerem E-Modul zunehmend kleiner, die Verschiebungen treten nur noch um den Hohlraum herum auf, wie im Vergleich der Verformungsverläufe für $E = 100$ MPa und $E = 7.500$ MPa zu erkennen.

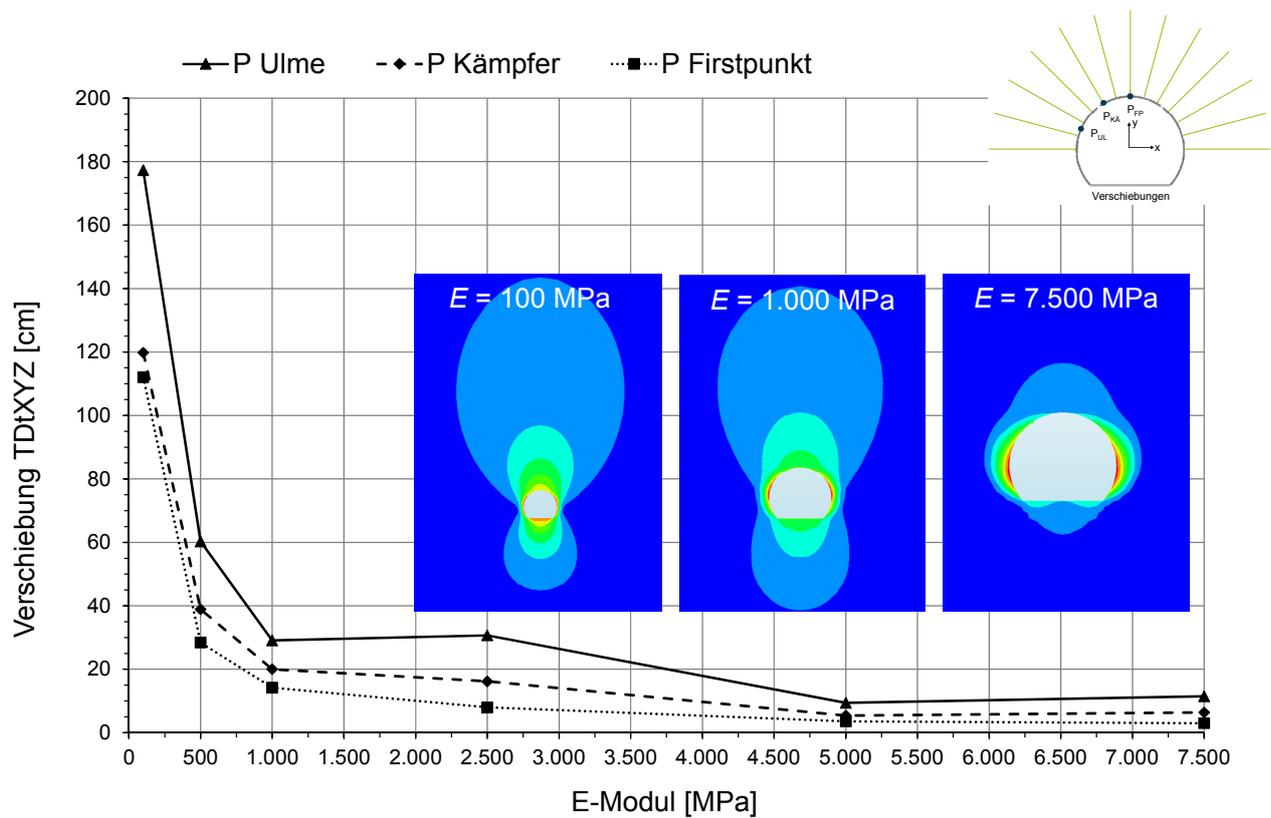


Abbildung 126: Verschiebungsentwicklung in den Referenzpunkten in Abhängigkeit vom E-Modul E

Abbildung 127 zeigt den Einfluss des gewählten E-Moduls auf die auftretenden Normalkräfte und Momente in der Tunnelschale. Die Momente und die Normalkräfte sind bei einem geringen E-Modul unverhältnismäßig hoch. Je steifer das Gebirge wird, desto mehr Lasten können übertragen werden und müssen nicht mehr von der Spritzbetonschale aufgenommen werden. Gerade bei den Normalkräften ist die Abnahme deutlich zu erkennen. So reduziert sich die Normalkraft in der Firste bei $E = 2.500$ MPa im Vergleich zu $E = 500$ MPa um 1.490 kN. Bei den Momenten ist ebenfalls eine Abnahme zu erkennen, welche betragsmäßig kleiner ist.

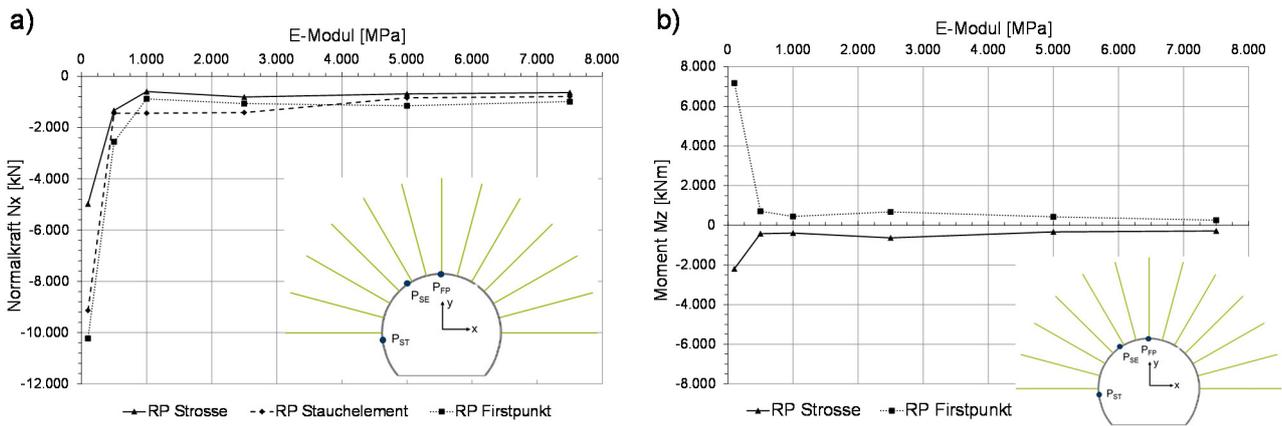


Abbildung 127: Einfluss des E-Moduls auf (a) die Normalkräfte und (b) die Momente in der Tunnel-schale

Eine bessere Lastabtragung im Gebirge erfolgt durch größere Spannungsumlagerungen bei höherem E-Modul. Die Spannungen sind bei kleinem E-Modul um den Hohlraum herum betragsmäßig größer und die Umlagerungsfläche ist kleiner als bei einem großen E-Modul. In Abbildung 128 sind die Spannungsverläufe im Gebirge in der Firste, der Ulme und im Bereich der Stauchelemente in Abhängigkeit von der Entfernung d dargestellt. In den Ulmen sind die Spannungen im Vergleich am größten. Bei größeren E-Modulen findet einerseits die Umlagerung mit größerem Abstand zum Hohlraum statt, andererseits sind die Anfangsspannungen kleiner. Die Umlagerungsfläche der Spannungen in der Firste ist ausgeprägter; nach neun Metern stellt sich noch kein einheitliches Spannungsniveau bei den unterschiedlichen E-Modulen ein. Im Bereich der Stauchelemente findet die Umlagerung bei höheren E-Modulen in weiterer Entfernung zum Hohlraum statt.

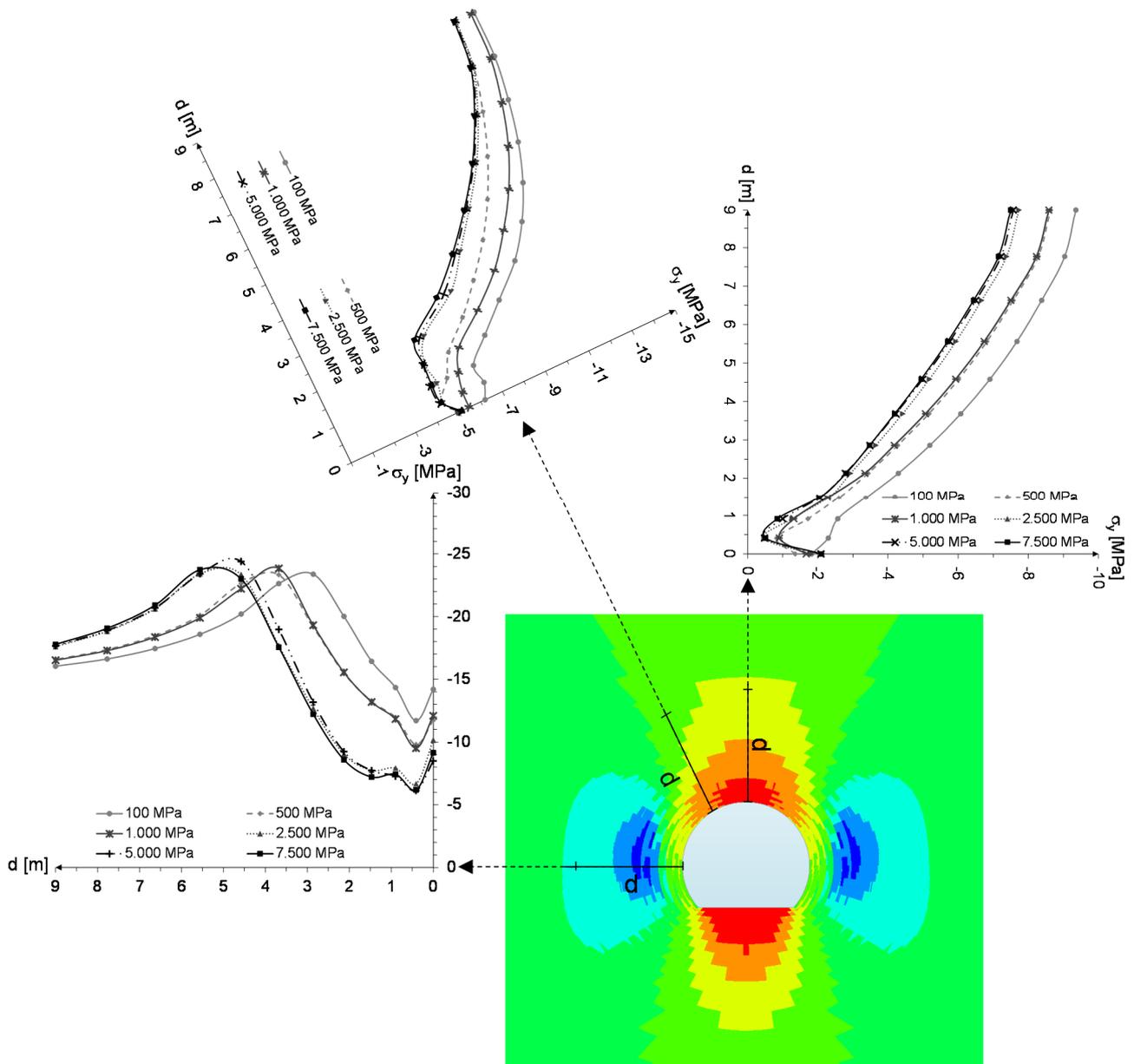


Abbildung 128: Einfluss des E-Moduls auf die Spannungsumlagerung im Gebirge

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass der E-Modul des Gebirges einen wesentlichen Einfluss auf das druckhafte Gebirgsverhalten hat. Mit geringem E-Modul treten hohe Verschiebungen und Schnittgrößen in der Spritzbetonschale auf. Mit zunehmendem E-Modul finden die Spannungsumlagerungen in größerer Entfernung zum Hohlraum statt, woraus geringere Einwirkungen auf die Spritzbetonschale resultieren.

Seitendruckbeiwert k_0

In Abbildung 129 (a) sind die Verschiebungsänderungen in Abhängigkeit vom Seitendruckbeiwert k_0 dargestellt. Die Gesamtverschiebungen nehmen mit zunehmendem Seitendruckbeiwert in Firste, Kämpfer und Ulme zu. Die Verformungsfiguren und die Analyse der Verschiebungen für die Grenzwerte der Parameterstudie (Abbildung 129b) zeigen, dass die auftretenden Konvergenzen bei größerem Seitendruckbeiwert zunehmen. Bei kleineren Seitendrücken $k_0 = 0,1$ hat die vertikale Verschiebung im Stauchelement einen Anteil von ca. 85 % an der Gesamtverschiebung, bei einem großen Seitendruckbeiwert von $k_0 = 1,0$ liegt der Anteil bei ca. 60 %. Die auftretenden Verschiebungen im Stauchelement sind dementsprechend bei hohen Seitendrücken gleichmäßiger verteilt und radial gerichtet. Bei kleineren Werten ergibt sich eine vertikal gerichtete Verschiebung.

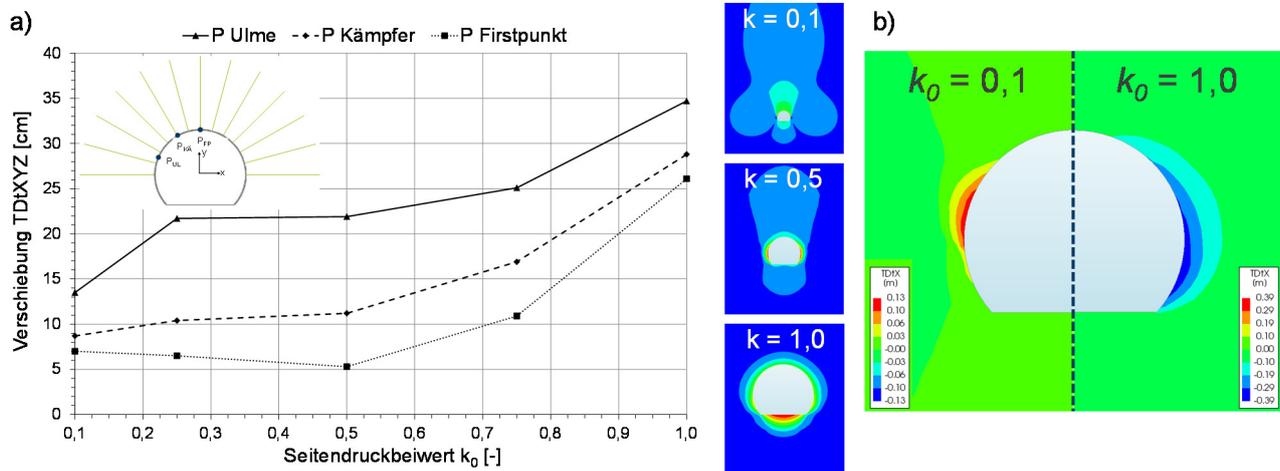


Abbildung 129: (a) Einfluss des Seitendruckbeiwerts k_0 auf die Verschiebungsentwicklung und (b) horizontale Verschiebungsentwicklung im Vergleich bei $k_0 = 0,1$ und $k_0 = 1,0$

Die Spannungsverteilung σ_{xy} (Abbildung 130b) zeigt, dass mit größerem Seitendruckbeiwert die Spannungen im Gebirge und die Umlagerungsfläche zunehmen. Durch die größeren Spannungen treten größere Kräfte auf, die von der Schale aufgenommen werden müssen. Die Zunahme der Normalkräfte in der Firste und den Ulmen auf Höhe der Strosse ist dabei annähernd gleich, im Stauchelement ist eine geringere Zunahme zu verzeichnen (Abbildung 130a). Die Anker verschieben sich in den Ulmen an der Spritzbetonschale nach innen und außerhalb nach außen. Dies führt zu einer ungleichmäßigen Verschiebung der Anker bei geringem k_0 , ein großes k_0 resultiert in gleichförmiger Belastung und gleichmäßiger Verschiebung.

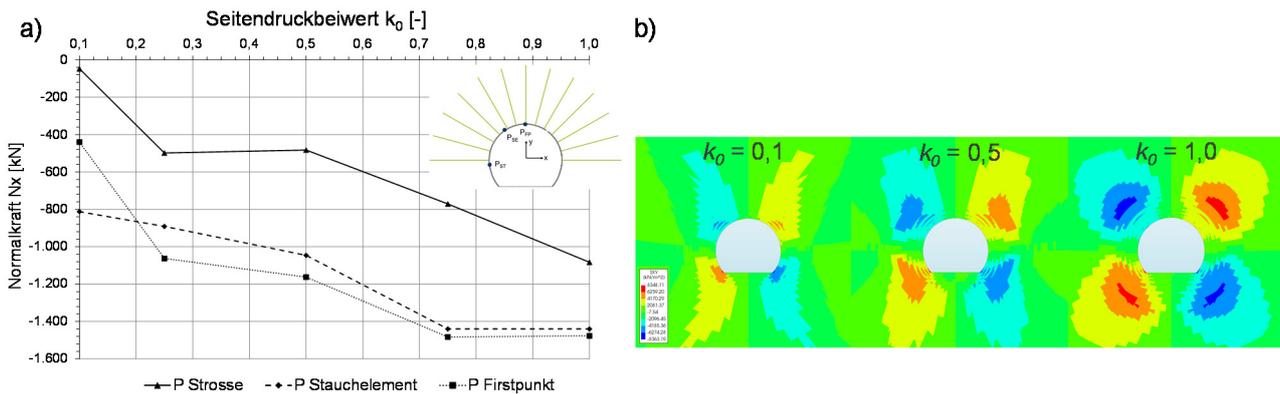


Abbildung 130: (a) Änderungen der Normalkräfte in der Spritzbetonschale und (b) der Spannungsverteilung σ_{xy} in Abhängigkeit vom Seitendruckbeiwert k_0

Die Größe des Seitendruckbeiwerts hat einen wesentlichen Einfluss auf das druckhafte Gebirgsverhalten. Einerseits werden Belastungen und daraus resultierende Verschiebungen durch Erhöhung größer, andererseits ändert sich das Verhältnis zwischen Horizontal- und Vertikalverschiebung. Für den nachgiebigen Ausbau kann das zur Folge haben, dass die in Kapitel 3.3 beschriebenen Varianten für das Tragverhalten des nachgiebigen Gesamtsystems aus unterschiedlichen Seitendruckbeiwerten resultieren.

Hoek-Brown-Festigkeitsparameter m_i , Geological Strength Index GSI und einaxiale Gesteinsfestigkeit σ_{ci}

Der Festigkeitsparameter nach dem Hoek-Brown Versagenskriterium m_i , der Geological Strength Index GSI und die einaxiale Gesteinsfestigkeit σ_{ci} werden nacheinander variiert und in einem Schritt analysiert. Abbildung 131 stellt den Einfluss der Parameter auf die Verschiebungsentwicklung dar. Die einaxiale Gesteinsfestigkeit σ_{ci} (a) beeinflusst die Verschiebungsentwicklung bei kleinen Werten von $\sigma_{ci} = 25$ MPa vor allem in den Ulmen, mit Zunahme von σ_{ci} nehmen die Verschiebungen ab und haben in allen Messpunkten eine ähnliche Größenordnung. Die Variation von GSI (b) führt zu einer annähernd linearen Abnahme der Verschiebung in der Ulme und dem Kämpfer, die Verschiebung in der Firste ändert sich kaum mit der Zunahme von GSI . Bei geringen Werten für m_i treten große Verschiebungen auf, die mit Zunahme von m_i auf 7 bzw. 10 stagnieren und bei $m_i = 12$ bzw. 15 abnehmen und konstant bleiben.

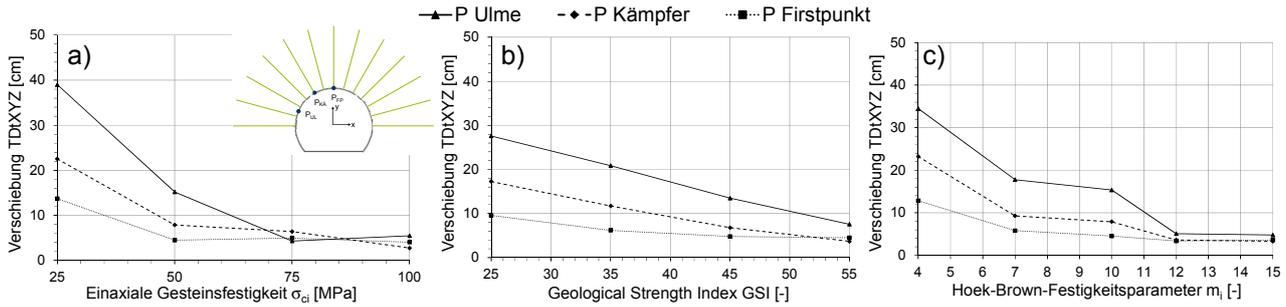


Abbildung 131: Einfluss (a) der einaxialen Gesteinsfestigkeit σ_{ci} , (b) des GSI und (c) des Parameters m_i auf die Verschiebungsentwicklung

Abbildung 132 zeigt den Einfluss der Parameter auf die Normalkräfte in der Spritzbetonschale und den Stauchelementen. Die Entwicklung der Normalkräfte ist ähnlich der Verschiebungsentwicklung – bei geringen Werten sind die Normalkräfte groß und nehmen mit Erhöhung der Parameter zu. Die Normalkräfte in der Spritzbetonschale im Bereich der Strosse sind geringer als die Kräfte im Stauchelement und der Firste. Bei σ_{ci} (a) und m_i (c) sind die Normalkräfte bei geringeren Werten in der Firste größer und bei höheren Werten, bei dementsprechend besseren Gebirgseigenschaften, sind die Normalkräfte in den Stauchelementen größer. Im Bereich der Firste treten bei höheren Werten keine Plastifizierungen mehr auf, daher werden die Kräfte in diesem Bereich geringer, wohingegen die Bereiche an den Ulmen noch plastifiziert sind.

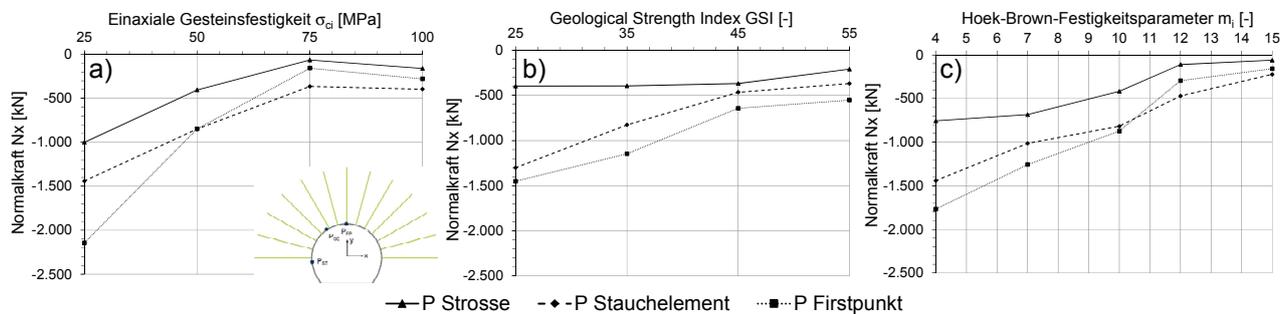


Abbildung 132: Einfluss (a) der einaxialen Gesteinsfestigkeit σ_{ci} , (b) des GSI und (c) des Parameters m_i auf die Normalkräfte in der Spritzbetonschale und im Stauchelement

In Abbildung 133 ist die Auswirkung der Variation der Hoek-Brown Parameter auf die plastische Dehnung ϵ_{p1} dargestellt. Bei geringen Werten treten Plastifizierungen um den Tunnel auf. Bei höheren Werten nehmen die Plastifizierungen ab bzw. treten keine Plastifizierungen mehr auf. Die Parameter des Versagenskriteriums nach Hoek-Brown beeinflussen folglich die Verschiebungsentwicklung im Gebirge sowie die Belastung der Außenschale, jedoch nicht in dem Maße wie eine Veränderung des E-Moduls.

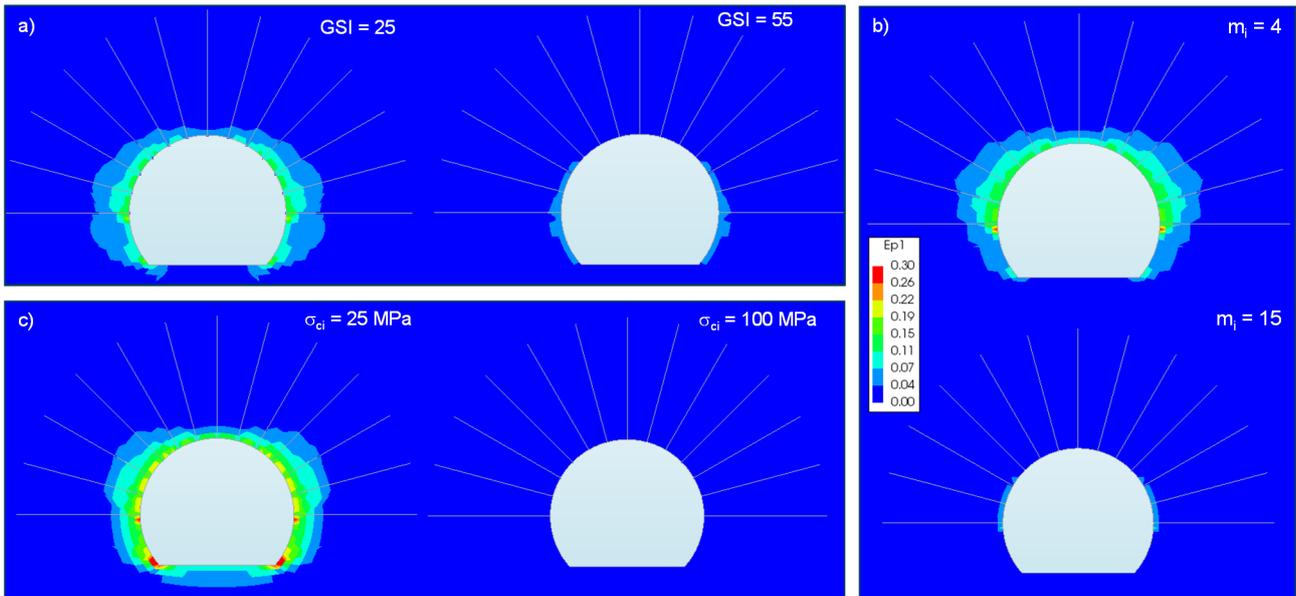


Abbildung 133: Einfluss (a) des Geological Strength Index GSI , (b) des Hoek-Brown-Parameters m_i und (c) der einaxialen Gesteinsfestigkeit σ_{ci} auf die Plastifizierung des Gebirges ϵ_{p1}

7.4.3 Einfluss des gewählten Interfaces zwischen Gebirge und Spritzbeton

Über die Interface-Elemente wird die Verbindung zwischen Gebirge und Spritzbeton definiert. Eine hohe Interfacesteifigkeit beschreibt einen guten Verbund zwischen den beiden Elementen, eine geringe Steifigkeit ermöglicht Verschiebungen in Normal- und Tangentialrichtung. Das Verhältnis zwischen der normalen Steifigkeit K_n und der tangentialen Steifigkeit K_t wird bei der Parameterstudie mit 10:1 definiert und bleibt unverändert (DIANA, 2014).

Abbildung 134 zeigt den Zusammenhang zwischen der Normalkraft in den Bemessungspunkten und der Interfacesteifigkeit K_n . Mit zunehmender Interfacesteifigkeit vergrößern sich die Kräfte in Stosse und Firste, die Normalkraft im Stauchelement bleibt annähernd konstant. Aus einer Berechnung mit einer sehr kleinen Interfacesteifigkeit resultieren geringe Normalkräfte in der Schale bzw. ist eine Berechnung nicht mehr möglich. Der Einfluss der Stauchelemente ist dabei nicht mehr erkennbar, weil das Interface die Kräfte nicht richtig überträgt und die Ergebnisse somit verfälscht werden. Bei sehr großer Steifigkeit werden die Normalkräfte extrem hoch und würden zu einem Versagen der Spritzbetonschale führen.

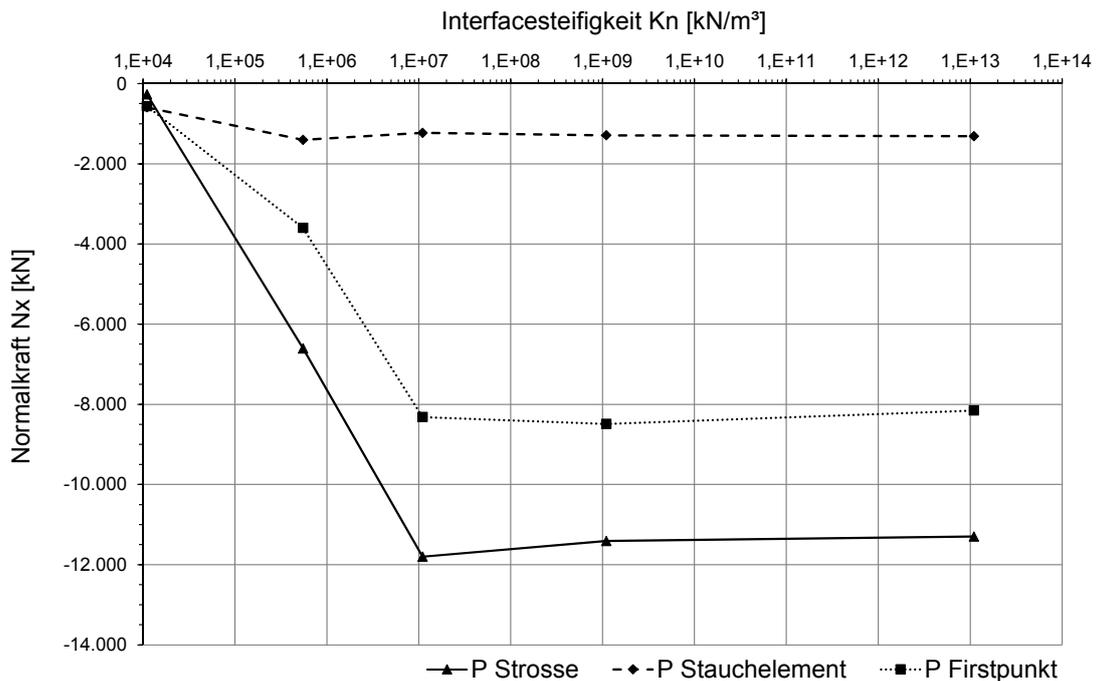


Abbildung 134: Einfluss der Interfacesteifigkeit auf die Normalkräfte in der Spritzbetonschale und in den Stauchelementen

Abbildung 135 zeigt die Verschiebungsentwicklung in Abhängigkeit von der Interfacesteifigkeit. Auffällig ist, dass bei einer kleinen Steifigkeit die Verschiebungen in den Ulmen am größten sind und mit Zunahme der Steifigkeit geringer werden. Die Verschiebungen im Kämpfer, am Einbauort der Stauchelemente, nehmen mit steigender Steifigkeit zu, da die Konvergenzen hauptsächlich über das Stauchelement aufgenommen werden. Eine Relativbewegung zwischen Gebirge und Spritzbetonschale ist bei einem angenommenen festen Verbund nicht mehr möglich.

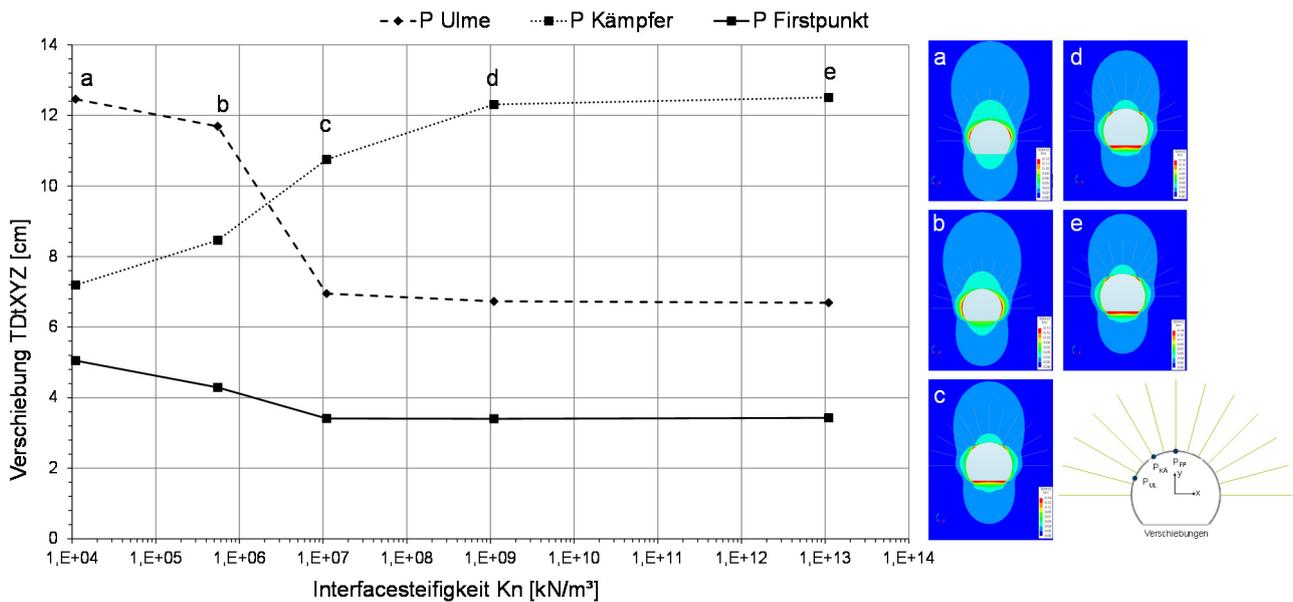


Abbildung 135: Abhängigkeit der Verschiebungsentwicklung von der Interfacesteifigkeit K_n

Die Auswertungen zeigen, dass die Wahl der Interfacesteifigkeit einen großen Einfluss auf die Schnittgrößen und die Verformungsfigur der Spritzbetonschale hat. Die Auswirkungen auf das Tragverhalten werden mit dem räumlichen Modell genauer untersucht (Kapitel 8.4).

7.4.4 Einfluss der Überlagerungshöhe des Gebirges

Die Überlagerungshöhe wird zwischen 250 m und 1.000 m mit Zwischenschritten bei 500 m und 750 m variiert. In der Auswertung der KLV-Parameterstudie (Kapitel 6.4) zeigte sich, dass der Einfluss der Überlagerungshöhe lediglich in Kombination mit weitestgehend intaktem Gestein und Gebirge mit hoher Steifigkeit gering war. Wie sich die Veränderung des Primärspannungszustandes durch Erhöhung der Überlagerung auf die nachgiebige Außenschale auswirkt, wird in diesem Abschnitt untersucht.

Die Verschiebungen in der Spritzbetonschale nehmen in allen Messpunkten bis zu einer Überdeckung von 750 m annähernd linear zu, danach erhöht sich die Steigung (Abbildung 136a). Ähnlich verhält es sich mit den Normalkräften in der Spritzbetonschale, diese sind bei geringer Überlagerungshöhe klein und nehmen bis 750 m annähernd linear zu und ab einer Überlagerungshöhe von 750 m steigen sie stark an (Abbildung 136b). Durch die steigende Belastung nimmt der plastifizierte Bereich im Gebirge zu und bedingt den Anstieg der Verschiebungen und Normalkräfte.

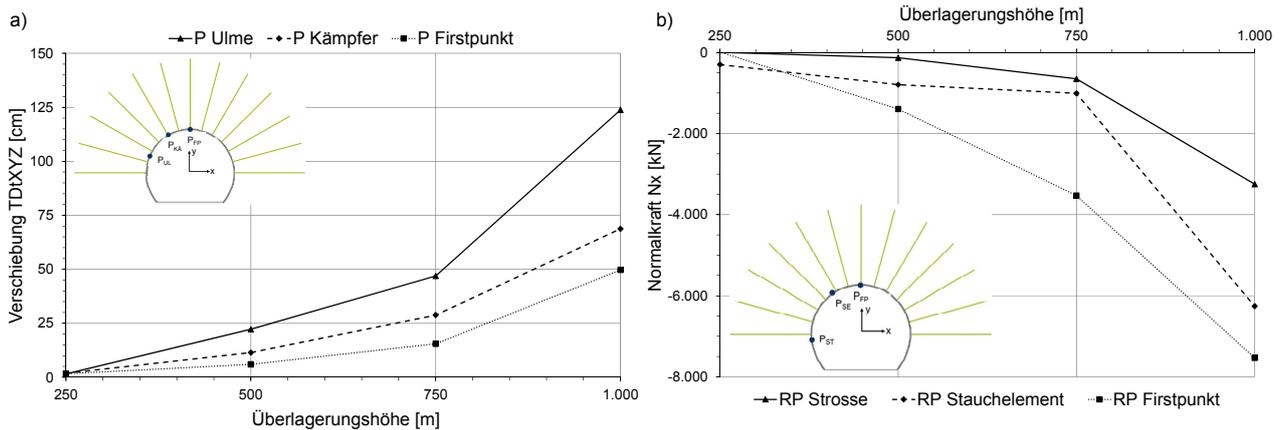


Abbildung 136: Einfluss der Überlagerungshöhe auf (a) die Verschiebungen und (b) die Normalkräfte in der Spritzbetonschale

7.4.5 Diskussion

Druckhaftes Gebirgsverhalten kann unterschiedlich ausgeprägt sein und von verschiedenen Faktoren abhängen. Die Parameterstudie zeigt den Einfluss der untersuchten geotechnischen Parameter an einem Beispieltunnel bei ansonsten konstanten Randbedingungen. Zusammenfassend ist festzustellen, dass alle Parameter das druckhafte Gebirgsverhalten und die daraus resultierende Belastung der nachgiebigen Spritzbetonschale beeinflussen, jedoch in unterschiedlicher Art und Intensität.

Besonders groß ist der Einfluss des E-Moduls auf die Intensität von druckhaftem Gebirgsverhalten; bei einem geringen E-Modul ist die Verformbarkeit des Gebirges hoch und die Konvergenzen und die Belastungen auf die Spritzbetonschale nehmen stark zu. Die Variation des Seitendruckbeiwerts zeigt, dass bei größer werdendem Wert die Einwirkungen auf das Tunnelbauwerk steigen und sich die Belastung ändert, was zu einem unterschiedlichen Tragverhalten des Gesamtsystems führt. Der Einfluss des Seitendruckbeiwerts ist abhängig von der Lage des Tunnels und der tektonischen Vorgänge im Gebirge.

Die Untersuchungen der Parameter nach Hoek-Brown zeigen, dass bei einer geringen einaxialen Druckfestigkeit des intakten Gesteins und bei stark zerklüftetem Gebirge eine höhere Plastifizierung zu erwarten ist. Je geringer die Festigkeit bzw. je zerklüfteter das Gebirge desto größer ist die Wahrscheinlichkeit, dass druckhaftes Gebirgsverhalten auftritt.

Die großen Konvergenzen in druckhaftem Gebirge führen zu Interaktionen und gegenseitiger Verschiebung zwischen Ausbau und Gebirge. Für die numerische Umsetzung des Problems ist daher von Bedeutung, wie die Interface-Elemente definiert werden. Diese müssen die Kräfte realitätsnah durch den Ausbau abtragen können. Daher ist eine Parameterstudie mit unterschiedlichen Steifigkeiten in der Planungsphase sinnvoll.

Die Untersuchung der Überlagerungshöhe zeigt, dass die druckhaften Einflüsse bei gleichen Randbedingungen mit zunehmender Überlagerung steigen. Andererseits zeigt die Erfahrung aus der Praxis, dass wechselhafte Verformungs- und Festigkeitseigenschaften des Gebirges einen viel größeren Einfluss auf Verformung und Druck im Gebirge als die Überlagerungshöhe haben. Generell gilt, dass die Überlagerungshöhe nur dann für druckhaftes Gebirgsverhalten von Bedeutung ist, wenn aufgrund der tektonischen Geschichte (geringe Gebirgs- und Gesteinskennwerte) sowie der Schichtbildung das Gebirge große Verformungen auftreten können.

7.5 Diskussion der Berechnungsergebnisse und der Konsequenzen für dreidimensionale Modelle

In der Planungsphase ist der Einsatz von zweidimensionalen Modellen zur qualitativen Abschätzung des Baugrundverhaltens und zur Identifikation der wichtigsten Einflussfaktoren sinnvoll. Die Parameterstudie zeigt, dass die untersuchten Parameter alle einen Einfluss auf druckhaftes Gebirgsverhalten und die Belastung der Spritzbetonschale haben. Die Ergebnisse der Vorberechnungen dienen einer frühen Weichenstellung in der Projektierung und der Festlegung des Vorgehens für die Hauptberechnung. In der Regel sollten sich die Vorberechnungen auf zweidimensionale Modelle in mehreren charakteristischen Schnitten des Bauvorhabens mit Abdeckung einer großen Bandbreite von Parametern beschränken. Auf Grundlage der Ergebnisse können in einem iterativen Prozess ergänzende Erkundungs- und Untersuchungsprogramme formuliert werden, da die genaue Kenntnis der Gesteins- und Gebirgskennwerte für die Analyse wichtig ist. (DGG, 2014)

Für die Hauptberechnungen sollten die Einflüsse aus dem Vortrieb berücksichtigt und nicht ausschließlich über das Stützlastverfahren abgeschätzt werden. So können der Baufortschritt und die resultierenden Spannungsumlagerungen abgebildet und der zeitliche Faktor berücksichtigt werden. Deswegen werden in Kapitel 8 auf der Grundlage der gewonnenen Erkenntnisse mit dem zweidimensionalen Modell Untersuchungen zum Systemverhalten der nachgiebigen Spritzbetonschale mit einem dreidimensionalen Modell durchgeführt. Dabei werden sowohl die Variation des Seitendruckbeiwerts als auch eine Änderung der Interfacesteifigkeit analysiert, um Auswirkungen auf das Systemverhalten (Kapitel 3.3) zu identifizieren. Außerdem werden die Ergebnisse aus beiden Modellen den gemessenen Konvergenzen gegenübergestellt.

8 Dreidimensionale numerische Analyse des Systemverhaltens eines nachgiebigen Ausbaus mit Stauchelementen

8.1 Systemverhalten eines nachgiebigen Spritzbetonausbaus

In diesem Kapitel wird zunächst das gewählte dreidimensionale Berechnungsmodell erläutert. Anschließend erfolgt eine Validierung des Modells mit den Daten des gleichen Gebirgsabschnitts im Tauerntunnel, analog zum Modell im ebenen Dehnungszustand. Der Vorteil des dreidimensionalen Modells liegt in der genauen Berücksichtigung des Vortriebs und der Bauzustände in Tunnellängsrichtung. Bezugnehmend auf die Fragestellung, wann sich welches Gebirgsverhalten einstellt, wird das Verhalten des kinematischen Gesamtsystems auf Grundlage der gewonnenen Erkenntnisse aus der Parameterstudie (Kapitel 7.4) analysiert und das Verhalten an der Interaktionsfläche näher untersucht.

8.2 Beschreibung des gewählten dreidimensionalen Berechnungsmodells

Die Untersuchungen zum Systemverhalten des kinematischen Gesamtsystems aus Spritzbetonschale, Stauchelementen, Ankern und Gitterträgern werden an einem dreidimensionalen Finite-Elemente-Modell durchgeführt, um die Auswirkungen der räumlichen Spannungsumlagerungen zu berücksichtigen. Das Modell wird, wie auch das Modell im ebenen Dehnungszustand (Kapitel 7), mit der Software DIANA erstellt. In den nachfolgenden Unterkapiteln wird die Umsetzung der wesentlichen Bestandteile der nachgiebigen Sicherung im Berechnungsmodell näher beschrieben, sofern diese von den Bestandteilen des zweidimensionalen Modells abweichen.

Um die Wechselwirkung zwischen Gebirge und Tunnelausbau zu analysieren sowie das Last-Verformungsverhalten der Sicherung zu untersuchen, wird das entwickelte dreidimensionale Modell wie folgt implementiert:

- 1) Modellierung des Gebirgsblocks, Eingabe der Gebirgseigenschaften, Definition des Stoffgesetzes, Bestimmung der Lagerungsbedingungen, Aufbringen der Belastung aus der Überlagerung sowie Berechnung des Gebirgsmodells
 - 2) Modellierung des Tunnelvortriebs mit schrittweisem Ausbruch und Aktivierung der Tunnelsicherung aus Spritzbeton, Ausbaubögen und Ankern unter Berücksichtigung ihrer mechanischen Konstitutivmodelle, Implementierung von Interfacelementen zur Simulation der Wechselwirkung zwischen Ausbau und Gebirge sowie die Modellierung der Stauchelemente unter Verwendung von Federelementen
-

8.2.1 Darstellung des Gesamtmodells

Netzgeometrie, Modellabmessungen und Auflagerbedingungen

Die Netzgeometrie wird am Ausbruchrand feiner gestaltet (ca. 0.75 m) und wird schrittweise nach außen aufgeweitet, um einen fließenden Übergang zwischen feineren und gröbereren Bereichen des Netzes zu erreichen. Nach den Empfehlungen des Arbeitskreises Numerik in der Geotechnik (DGG, 2014) wird für den Querschnitt ein Abstand zum seitlichen Rand von 45 Metern (vierfacher Tunneldurchmesser) und zum unteren Modellrand von etwa 50 Metern gewählt. Die gewählten Modellabmessungen und die Netzgeometrie sind in Abbildung 137a und b dargestellt.

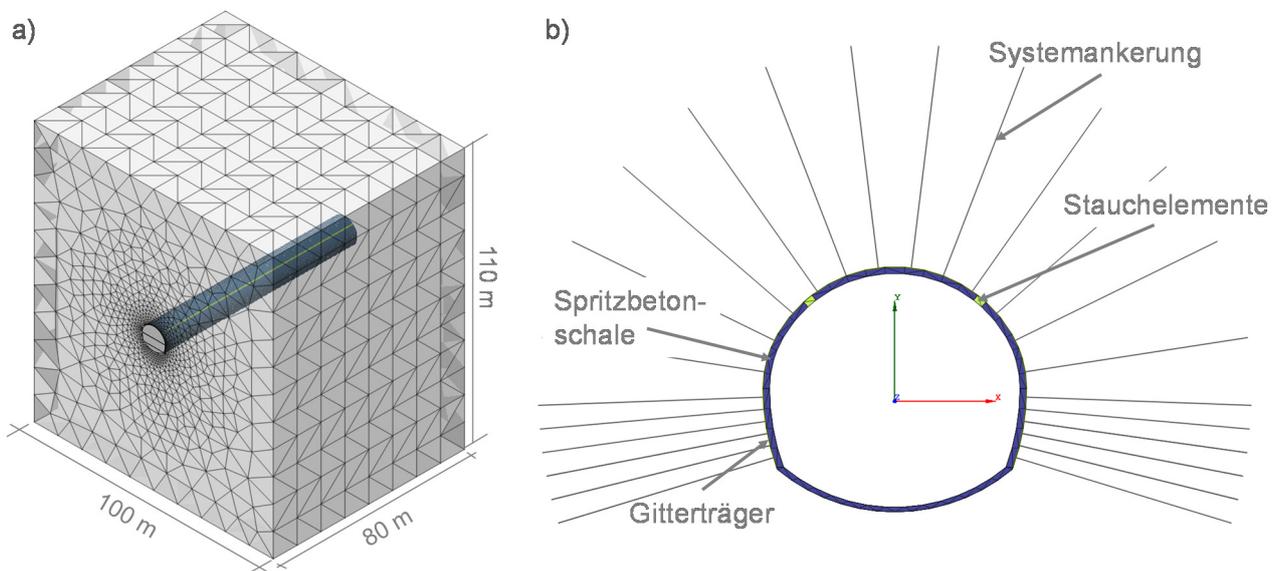


Abbildung 137: (a) Abmessungen und Auflagerbedingungen des Berechnungsmodells und (b) Aufbau der geschlitzten Spritzbetonschale mit Stauchelementen, Systemankerung und Gitterträgern

8.2.2 Implementierung der geologischen Randbedingungen

Die geotechnischen Randbedingungen werden entsprechend den vorliegenden Verhältnissen im Tauerntunnel berücksichtigt und auch in diesem Modell über das elasto-plastische Stoffgesetz nach Hoek-Brown umgesetzt (Kapitel 7.2.1). Es werden zur Modellierung des Gebirges vierknotige, pyramidische Volumenelemente genutzt.

8.2.3 Implementierung des nachgiebigen Ausbaus mit geschlitzter Spritzbetonschale, Stauchelementen, Gitterträgern und Systemankerung

Die Implementierung des nachgiebigen Ausbaus in das räumliche Modell ist stellenweise identisch zur Umsetzung im ebenen Modell (vgl. Kapitel 7). Die Unterschiede werden nachfolgend erläutert.

Spritzbeton

Der Spritzbeton wird über ein linear-elastisches Materialmodell berücksichtigt, wobei der E-Modul kontinuierlich erhöht wird. Die Erhöhung erfolgt auf Grundlage der experimentellen Untersuchungen (Kapitel 5.2). Abbildung 138 zeigt die Mittelwerte des E-Moduls aus jeweils drei Untersuchungen zu den Zeitpunkten 2, 7, 14, 21 und 28 Tagen. Anhand dieser Ergebnisse und unter Berücksichtigung weiterer Untersuchungen zum zeitabhängigen Materialverhalten von Spritzbeton (Neuner et al., 2017a) werden die Daten für die zeitabhängige Erhöhung des E-Moduls im numerischen Modell abgeleitet.

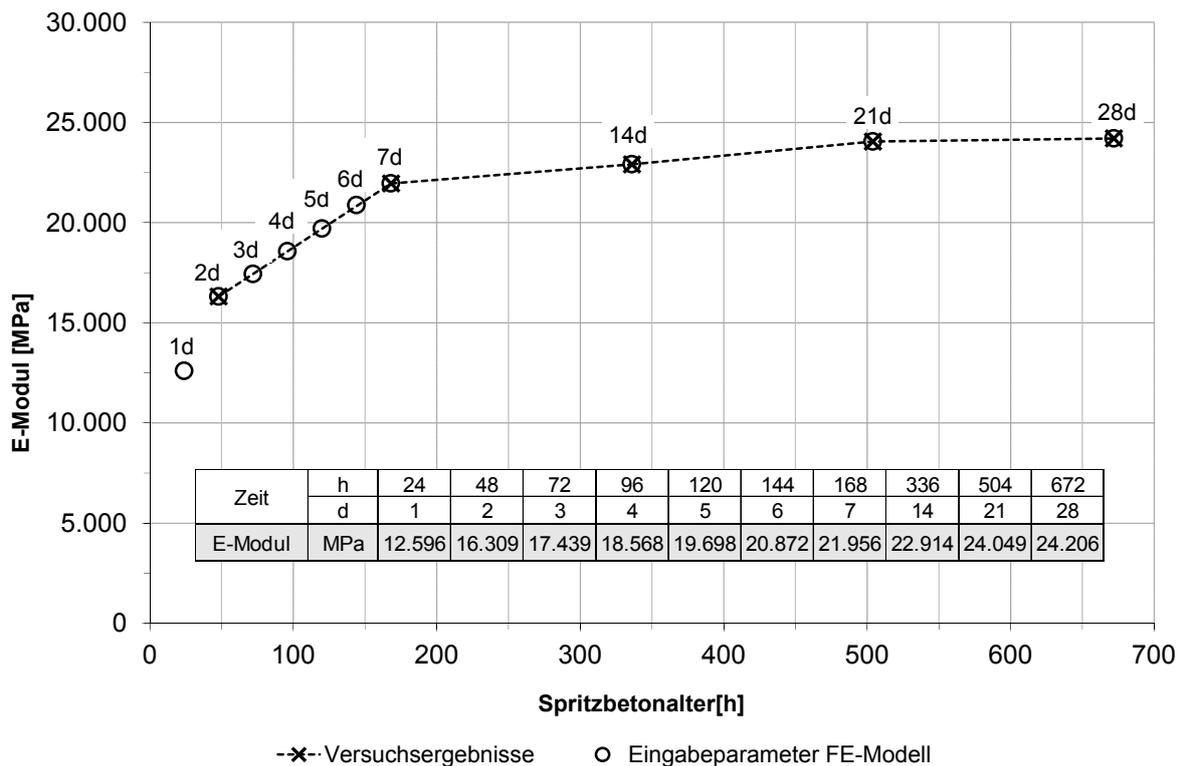


Abbildung 138: Versuchsergebnisse zur zeitabhängigen Entwicklung des E-Moduls von Spritzbeton sowie stellenweise interpolierte Eingabewerte für numerische Berechnungen

In den ersten sieben Tagen ändert sich der Wert täglich. Danach bleibt er jeweils für eine Woche konstant, da sich die Zunahme der Steifigkeit nicht mehr signifikant ändert. Die Umsetzung im numerischen Modell erfolgt unter der Annahme einer Vortriebsgeschwindigkeit von 3 m/d für die Kalotte, 6 m/d für die Strosse und 8 m/d für den Einbau des Spritzbetons in der Sohle. Dies entspricht in etwa der durchschnittlichen Vortriebsgeschwindigkeit im untersuchten Bereich.

Geometrisch wird die Spritzbetonschale im dreidimensionalen Modelle ebenso wie das Gebirge mit vierknotigen Volumenelementen umgesetzt. Hier werden Volumen- anstatt Schalenelemente gewählt, da so die Möglichkeit besteht, Spannungsverteilung über die Dicke der Spritzbetonschale differenziert zu untersuchen.

Stauchelemente

Zur Implementierung der Stauchelemente werden in einem ersten Schritt die Versuche von Wiese (2011) und Opolony et al. (2011) in einem eigenen numerischen Modell nachgerechnet (Abbildung 139a). Als sinnvolle Umsetzung hat sich die Modellierung der Stauchelemente mit Federn, die zwischen zwei steifen Platten gelagert sind, herausgestellt. Da das Last-Verformungsverhalten der Stauchelemente, insbesondere beim LSC-Element, stellenweise stark nichtlinear verläuft, werden die Kennlinien durch multilineare Verläufe ersetzt, um eine einfachere Berechnung zu gewährleisten. Abbildung 139b zeigt die mittleren Last-Verformungsverläufe der drei geprüften Stauchsysteme und stellt diesen die multilineare Annahme gegenüber.

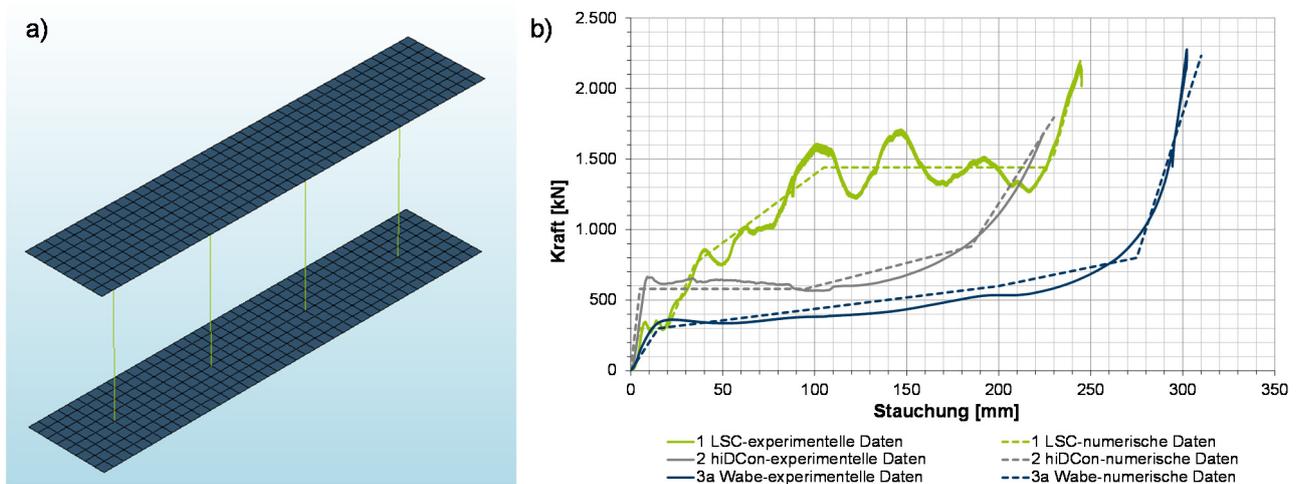


Abbildung 139: (a) Numerische Umsetzung des Stauchelements als Feder und (b) Ergebnisse des untersuchten Last-Verformungsverhaltens der drei Stauchsysteme sowie Ergebnisse der numerischen Nachrechnung

Anker und Gitterträger

Die Systemankerung sowie die Gitterträger werden als eingebettete Bewehrung (embedded reinforcement) modelliert, wodurch die Steifigkeit im Finite-Elemente-Modell erhöht wird. Die Elemente werden in die sogenannten Mutterelemente (Anker: Spritzbeton und Gebirge, Gitterträger: Spritzbeton) eingebettet und durch die Lage im Modell, die Werkstoffeigenschaften und die physikalischen Eigenschaften sowie ein Schema zur Integration der Punkte definiert. Abbildung 140a zeigt beispielhaft, wie der Ankerstab in einem Volumenelement liegt sowie die von DIANA zur Berechnung benötigten Lagepunkte des Stabes. (Schreppers, 2011)

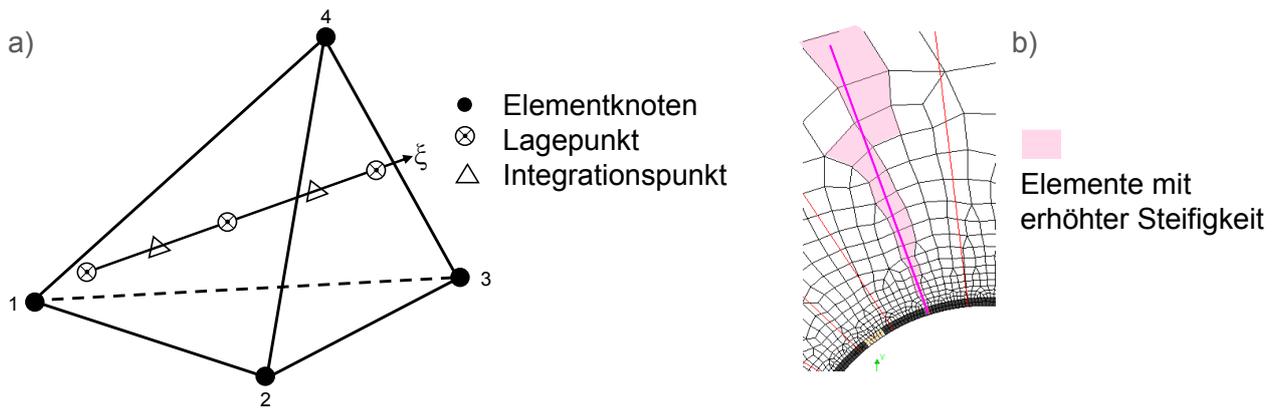


Abbildung 140: (a) Lage eines eingebetteten Bewehrungstabes in einem Volumenelement nach (Schreppers, 2011) und (b) Mutterelemente mit erhöhter Steifigkeit

Die Elemente werden intern in DIANA aus Geometrielinien, welche Anker und Gitterträger darstellen, erzeugt. Für die Volumenelemente, die von den Ankern und Gitterträgern durchquert werden, wird eine äquivalente Steifigkeit berechnet (Abbildung 140b). Anker und Gitterträger werden dann in der Steifigkeitsmatrix berücksichtigt und es wird kein zusätzlicher Freiheitsgrad in das Problem eingefügt, was zu einem einfacheren Berechnungsproblem führt. Die äquivalente Steifigkeit ergibt sich dementsprechend aus dem Beitrag des Mutterelementes und den Eigenschaften des Bewehrungsmaterials und der Geometrie (Anker bzw. Gitterträger und deren Abstand in der Richtung senkrecht zur Berechnungsebene). Der Vorteil gegenüber der Modellierung mit Balkenelementen besteht darin, dass die Verbundwirkung berücksichtigt wird und die Übertragung der Kräfte ohne große lokale Spannungen erfolgen kann.

Interface-Elemente zwischen Gebirge und Ausbau

Um die kinematische Besonderheit des Gesamttragverhaltens zu berücksichtigen, die aus der definierten Nachgiebigkeit durch die Stauchelemente resultiert, werden auch im räumlichen Modell Interface-Elemente zwischen den Konstruktionselementen Gebirge – Spritzbeton und Gebirge – Stauchelement implementiert. Die Interface-Elemente beschreiben das Verhalten an der Kontaktfläche über das Verhältnis zwischen der Normal- und Scherzugkraft und den Relativverschiebungen über die Fläche. Abbildung 141 beschreibt eine Funktionsskizze des angewendeten ebenen, dreieckigen Interface-Elements. Das Verhältnis zwischen normaler Steifigkeit K_n und tangentialer Steifigkeit K_t für das Interface wird wie im ebenen Modell definiert.

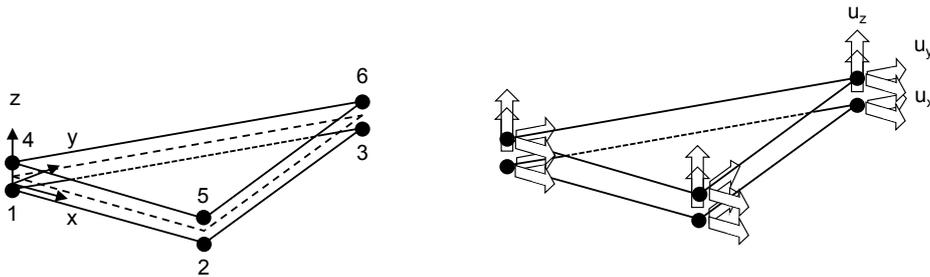


Abbildung 141: Funktionsskizze eines Interface-Elements (3+3 Knoten) (DIANA, 2014)

8.2.4 Bauzustände und Berechnungsphasen

Nachfolgend werden die Bauzustände und die Berechnungsphasen vorgestellt. Der Unterschied zum ebenen Modell liegt in der schrittweisen Simulation des Vortriebs über eine Länge von 60 Metern unter Berücksichtigung der zeitabhängigen Eigenschaften des Spritzbetons.

Schrittweise Simulation des Vortriebs in einzelnen Phasen

Der modellierte Bauablauf ist in Abbildung 142a und b erläutert. Zuerst wird die Kalotte mit Abschlagslängen von einem Meter durchgängig 50 Meter aufgefahren (Phase 1 - 50). Die Vortriebsgeschwindigkeit wird dabei mit 3 m/d angenommen, dementsprechend wird die Steifigkeit der Spritzbetonschale kontinuierlich erhöht (Kapitel 8.2.2). In einer vorangegangenen Berechnung wurde überprüft, wann die Verformungen stagnieren und die Spannungen abklingen, um ab diesem Punkt mit dem Vortrieb der Strosse zu beginnen (Phase 51). Die Strosse wird mit Abschlagslängen von zwei Metern aufgefahren, die Vortriebsgeschwindigkeit beträgt 6 m/d. Der Vortrieb der Kalotte endet nach 60 Metern, der Vortrieb der Strosse wird kontinuierlich fortgeführt und ab Phase 66 wird zusätzlich die Sohle ausgebrochen. Beim Sohlvortrieb werden Abschlagslängen von vier Metern aus dem Praxisprojekt abgeleitet, die Vortriebsgeschwindigkeit liegt hier bei 8 m/d. Der gesamte Vortrieb endet in Phase 80 mit der Fertigstellung von Strosse und Sohle.

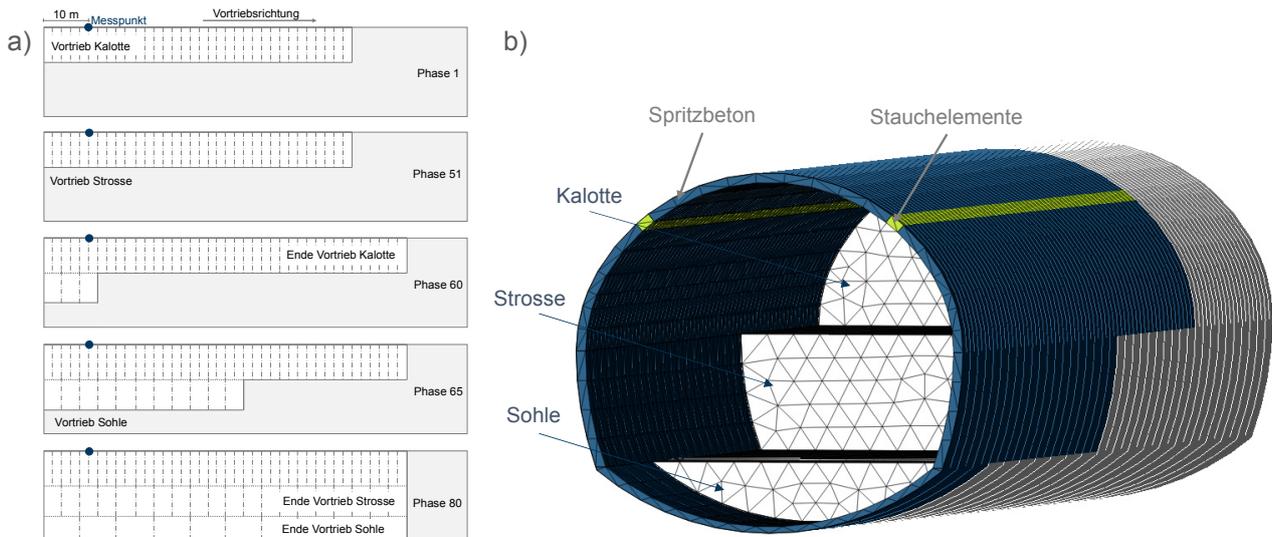


Abbildung 142: (a) Prinzipskizze des modellierten Bauablaufs über den Längsschnitt und (b) Aufteilung der Ausbruchsreihenfolge im Querschnitt

Da die Auflagerrandbedingungen die Ergebnisse im direkten Bereich beeinflussen, werden die Auswertungen an dem Messpunkt nach 10 Metern (Abbildung 142a) durchgeführt. So können Einflüsse aus den Modellrandbedingungen ausgeschlossen werden.

8.3 Auswertung der Berechnungsergebnisse

Die Berechnungsergebnisse werden im Folgenden ausgewertet und mit den Messergebnissen des Querschnitts TM 1.731 verglichen (Kapitel 7.3.2). Zuerst wird die Verschiebungsentwicklung über den Vortrieb analysiert und im Anschluss werden die Spannungsverteilungen im Gebirge und in der Spritzbetonschale betrachtet. Die Spannungsverteilung wird zudem einem Modell ohne den Einsatz von Stauchelementen gegenübergestellt, alle anderen Randbedingungen bleiben unverändert.

8.3.1 Analyse der Konvergenzen und Gegenüberstellung mit den gemessenen Daten

In Abbildung 143 sind die gemessenen den berechneten Verschiebungen in (a) der Firste, (b) dem Kämpfer und (c) der Ulme gegenübergestellt. Im Modell sind die Verschiebungen an dem Messpunkt nach 10 Metern aufgenommen, der negative Ortsbrustabstand beschreibt folglich die vorseilende Verschiebung. Die gemessenen Verschiebungen wurden nach Einbau der Spritzbetonschale aufgenommen und beginnen daher bei null.

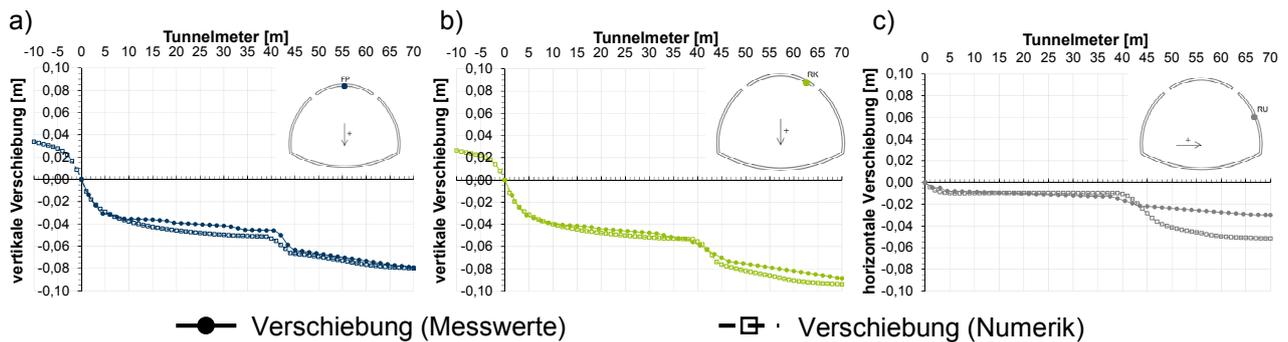


Abbildung 143: Vergleich zwischen gemessener und berechneter vertikaler und horizontaler Verschiebungsentwicklung in (a) Firste, (b) Kämpfer und (c) Ulme

Die vertikalen Verschiebungsentwicklungen in der Firste und im rechten Kämpfer zeigen eine gute Übereinstimmung über den Vortriebsverlauf, die horizontale Verschiebungsentwicklung in der Ulme wurde vom Auffahren der Kalotte nicht so stark beeinflusst, wie die Verschiebungsentwicklung im numerischen Modell. Im Ergebnis ergibt sich eine Differenz von 2 cm, wobei die tatsächlich aufgetretenen Verschiebungen mit 3 cm verhältnismäßig gering waren. Da ein homogenes Baugrundmodell ohne Berücksichtigung von Gefügestörungen genutzt wurde, sind die berechneten Verschiebungen symmetrisch über den Querschnitt verteilt. Verglichen werden sie hier mit den gemessenen Werten der rechten Querschnittshälfte, da es aufgrund der Ortsbrustinhomogenität zu geringeren Verschiebungen in der linken Querschnittshälfte gekommen ist (vgl. Kapitel 7, Abbildung 121).

8.3.2 Spannungsumlagerungen im Baugrund und in der Spritzbetonschale während des Vortriebs

In Abbildung 144 ist die Spannungsverteilung im Querschnitt und im Längsschnitt der Spritzbetonschale mit Stauchelementen und im Vergleich ohne den Einsatz von Stauchelementen dargestellt. Generell nehmen die Spannungen durch den Einsatz der Stauchelemente ab. Die Druckspannungen in der Firste und den Ulmen werden deutlich reduziert und damit entlastet.

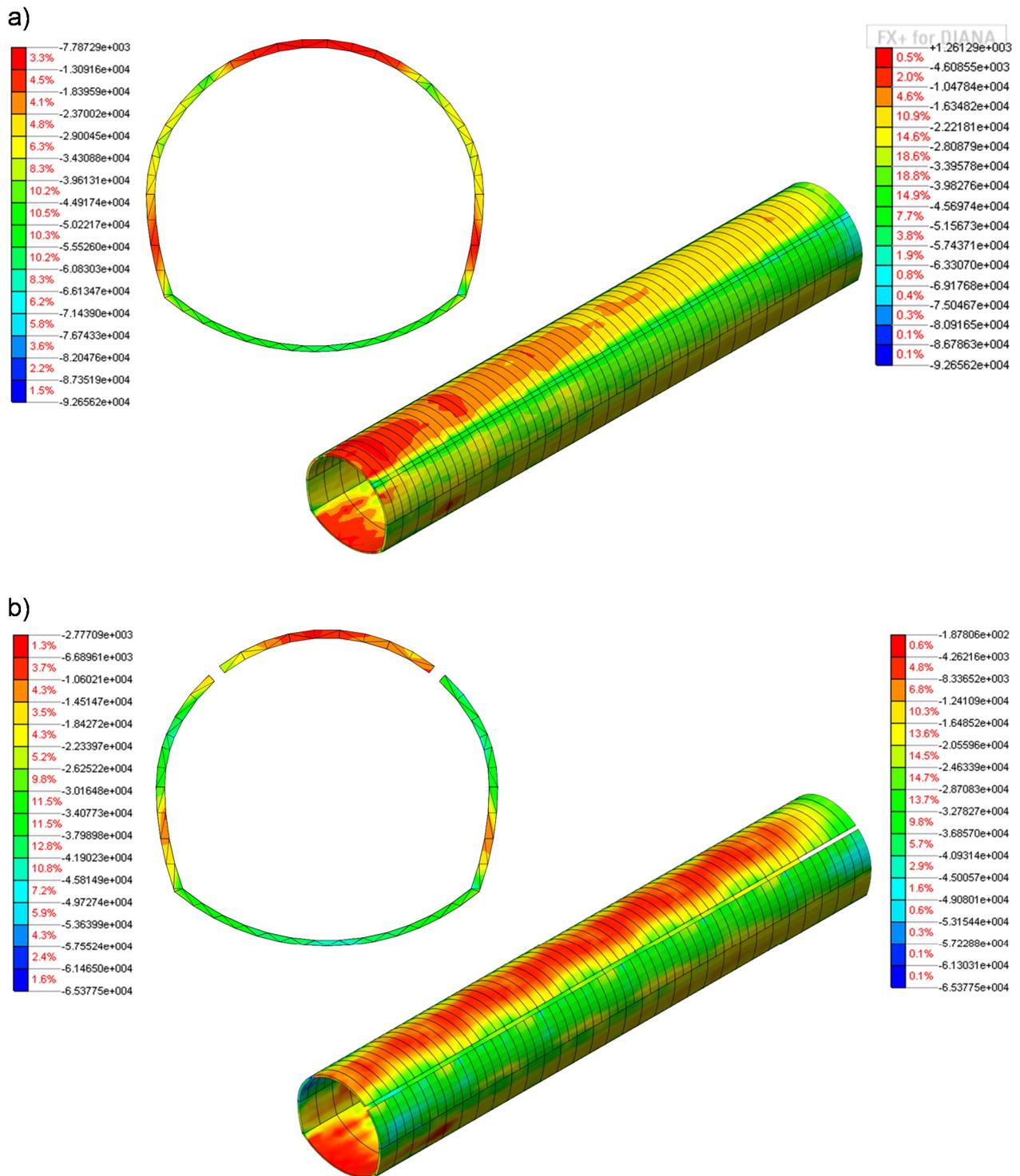


Abbildung 144: Spannungsverteilung der Spritzbetonschale (a) mit Stauchelementen und (b) ohne Stauchelemente im Querschnitt und im Längsschnitt

8.4 Analyse des kinematischen Gesamtsystems

In Kapitel 3.3 wurde die Hypothese aufgestellt, dass variierende Randbedingungen zu unterschiedlichen Verformungsfiguren führen können. Radoncic (2011) beschreibt, dass es

bei Fall A zu einem Einschneiden der Kalottenfüße in das Gebirge kommt, durch die Stauelemente Konzentrationen der Tangentialverschiebungen auftreten und es zu großen Relativverschiebungen zwischen Gebirge und Spritzbeton kommt. Des Weiteren verursacht Schlupf ein Scheren der Anker und ein Einschneiden in das Gebirge. Dem gegenüber stehen die Erfahrungen beim Bau des Tauerntunnels (Gebhardi, 2017), die durch Fall B abgebildet werden. Ausgangspunkt für das kinematische Systemverhalten ist, dass sich der Gebirgsverbund gleichmäßig in den Hohlraum verschiebt. Die Setzung der Kalottenfüße ist durch die radial gerichtete Gebirgsverschiebung geringer, die Anker verbleiben im Gebirgsverbund und lediglich die Normalkraftbelastung nimmt zu. Außerdem verursachen die gleichmäßigen Verschiebungen in den Tunnelhohlraum geringere Konzentrationen der Tangentialverschiebungen in den Ulmen.

Die Auswertung der Variationsstudie mit dem zweidimensionalen numerischen Modell hat verdeutlicht, dass die Variation des Seitendruckbeiwerts und der damit verbundenen geänderten Belastung einen entscheidenden Einfluss auf die Verformungsfigur und auf das kinematische Gesamttragverhalten hat. In diesem Abschnitt wird das kinematische Systemverhalten an dem Referenzbeispiel analysiert. Zusätzlich werden die Seitendruckbeiwerte variiert, um den Einfluss auf das Tragverhalten mit dem dreidimensionalen Modell zu untersuchen.

Kurz vor dem Auffahren der Strosse (Phase 50) wird das Verhalten der Kalottenfüße am Messpunkt analysiert. Es treten Setzungen an den Füßen der Spritzbetonschale von maximal 3,5 cm auf. Die Kalottensohle hebt sich in der Mitte um 7,9 cm, was jedoch teilweise auf die Wahl des elasto-plastischen Hoek-Brown Materialmodells zurückzuführen ist. Folglich kommt es zu Setzungen der Kalottenfüße, aber ein Einschneiden wie von John & Poscher (2004) und Radoncic (2011) beobachtet, kann für das betrachtete Beispiel nicht gezeigt werden.

Abbildung 145 zeigt die Verformungsfiguren des unverformten und des verformten Systems (Phase 81). Die Konzentration der Verschiebung an den Stauelementen führt zwangsläufig zu Scherbewegungen der Anker in der Nähe des Elements, was zu Überschreitungen der Plastizitätsgrenze des Ankerstabs und zu lokalem Versagen des Ankers führt. Ein genereller Ausfall der im Mörtel gebetteten Anker tritt jedoch nicht auf. Die Relativverschiebungen zwischen Spritzbetonschale und Gebirge sind gering, was jedoch auch auf die Auslegung der Interfacelemente zurückzuführen ist. Die Interaktion wird im nachfolgenden Abschnitt näher untersucht. Zusammenfassend gleicht das Systemverhalten dieses Berechnungsbeispiels weder Fall A noch Fall B. Es ergibt sich eine Kombination aus beiden Verformungsfiguren.

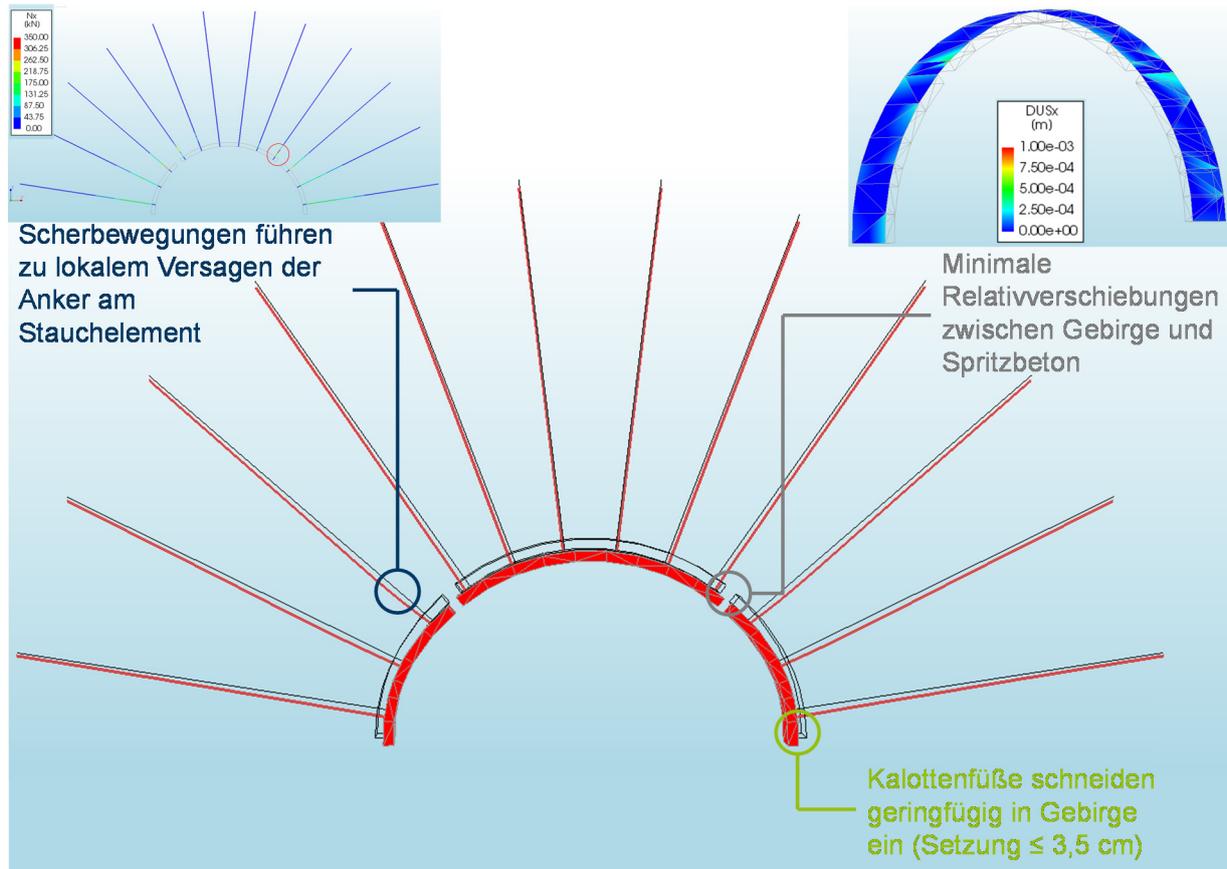


Abbildung 145: Verformungsfigur der Kalottenspritzbetonschale und der Systemankerung im Endzustand

Auf Grundlage der Ergebnisse der Variationsstudie mit dem zweidimensionalen Modell wird der Seitendruckbeiwert auf $k_0 = 1,0$ erhöht und auf $k_0 = 0,25$ verringert, um den Einfluss auf das Gesamtsystemverhalten zu analysieren. In Abbildung 146 sind die Ergebnisse der beiden Berechnungen dargestellt. Die Auswertung der beiden Modelle zeigt, dass die Verformungsfigur sich in Abhängigkeit des Seitendruckbeiwerts ändert. Die gleichmäßige Belastung bei $k_0 = 1,0$ führt zu einer gleichmäßigen Verschiebung in den Tunnelhohlraum. Bei einem geringeren Seitendruckbeiwert treten in den Ulmen geringere Verschiebungen auf, dafür höhere Setzungen an der Firste, was zu einer ungleichmäßigen Verschiebung der Spritzbetonschale führt. Die Bruchlast der Ankerstäbe beträgt 350 kN, dargestellt sind die Normalkräfte in den Ankerstäben. Die roten Bereiche zeigen eine Überschreitung der Ankerstabbruchlast. In beiden Fällen kommt es zu einer Überschreitung der Bruchlast der Anker angrenzend zum Stauchelement, wobei die Kräfte in den Ankerstäben bei einem höheren Seitendruckbeiwert größer sind. Die Relativverschiebungen zwischen Spritzbetonschale und Gebirge sind generell sehr gering, bei $k_0 = 0,25$ treten kleinere Relativverschiebungen auf. Die Interaktion zwischen Gebirge, Spritzbeton und Stauchelement wird im nächsten Abschnitt vertieft behandelt.

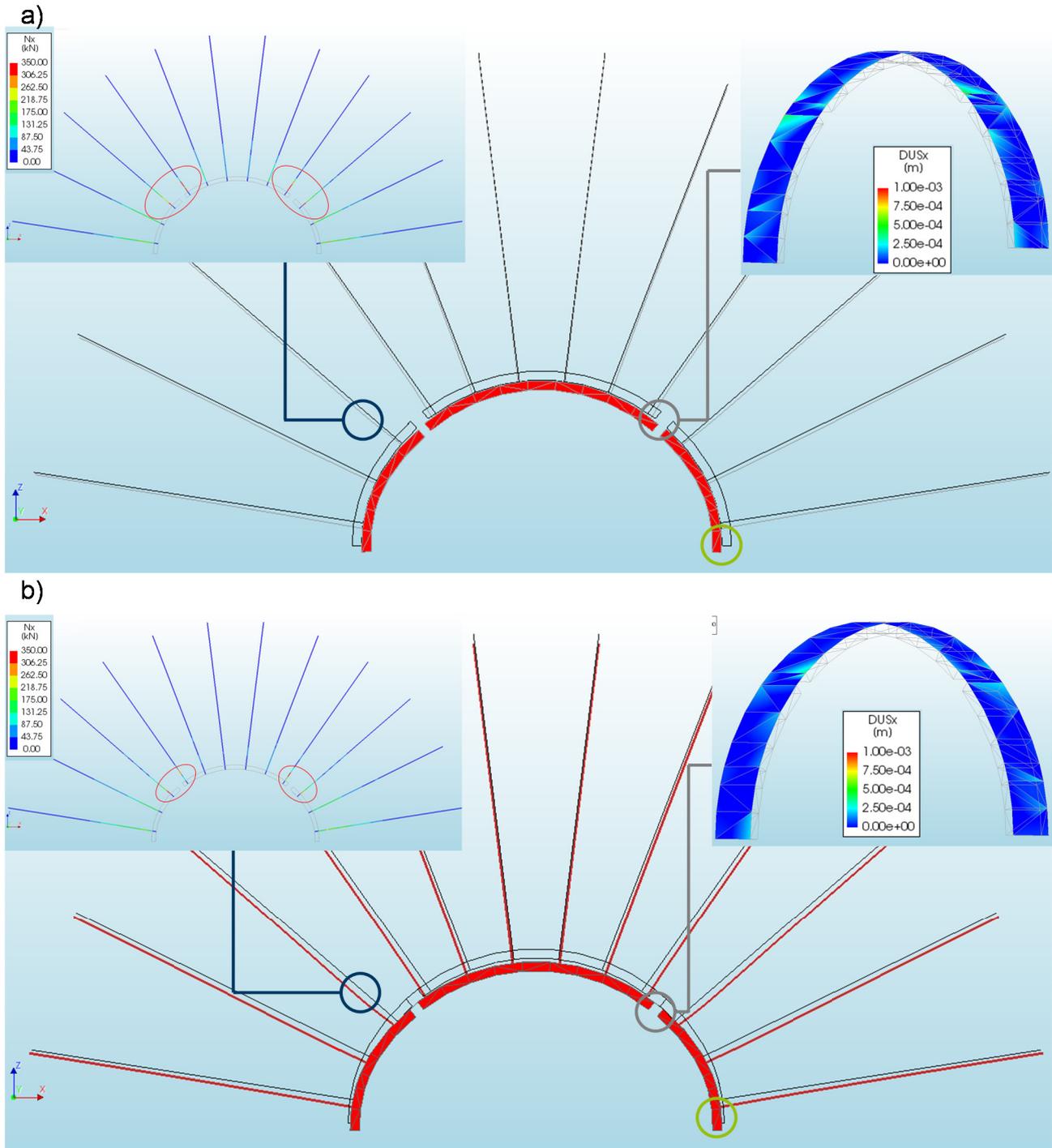


Abbildung 146: Verformungsfigur der Kalottenspritzbetonschale und der Systemankerung im Endzustand für Seitendruckbeiwerte (a) $k_0 = 1,0$ und (b) $k_0 = 0,25$

8.5 Interaktionsfläche Gebirge – Spritzbeton – Stauchelement

In Kapitel 3.4 wurde die Fragestellung aufgeworfen, wie sich Gebirge und Spritzbeton an der Interaktionsfläche mit dem Stauchelement verhalten. In diesem Abschnitt wird die Fragestellung untersucht, indem die Verschiebungen der jeweiligen Knoten analysiert werden, wie in Abbildung 147 qualitativ dargestellt. Die Variationsstudie mit dem zweidimensionalen Modell hat gezeigt, dass die Interfacesteifigkeit einen entscheidenden Einfluss auf die Verformungsfigur der Spritzbetonschale hat. Im Referenzmodell ist das Interface mit einer normalen Steifigkeit von $K_n = 1e^7 \text{ kN/m}^3$ hoch angesetzt, da Spritzbeton und Gebirge im Regelfall eine hohe Verbundwirkung aufweisen (Kapitel 7.4.3).

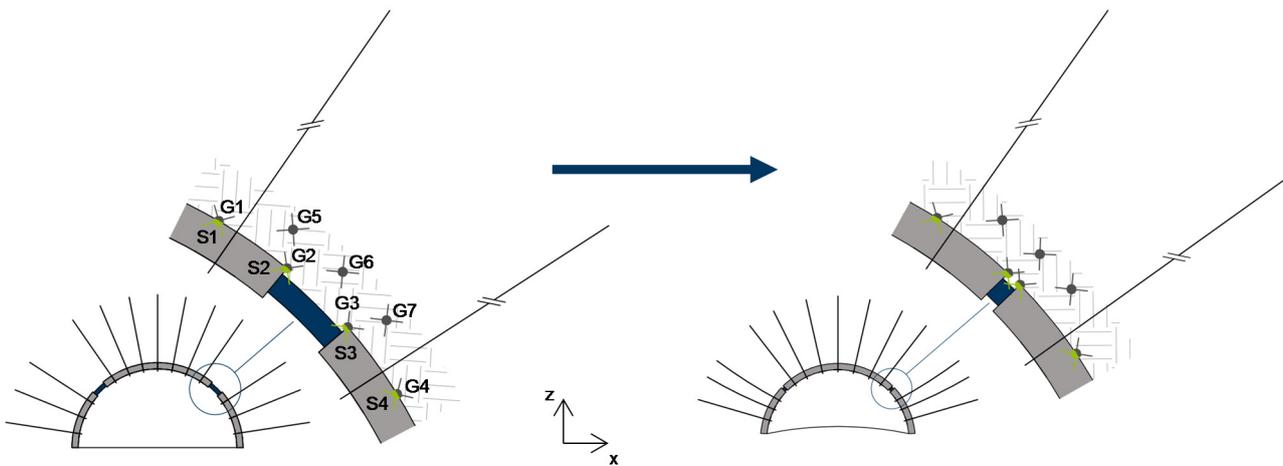


Abbildung 147: Fragestellung zum Verhalten an der Interaktionsfläche zwischen Gebirge, Spritzbeton und Stauchelement

Abbildung 148 zeigt die Spritzbetonschale der Kalotte im unverformten (a) und verformten (b) Zustand, im Detail sind jeweils die Knoten der Spritzbetonschale (grün) und des Gebirges (grau) abgebildet. Die Auswertung verdeutlicht, dass keine Relativverschiebungen zwischen Spritzbetonschale und Gebirge auftreten. Die Punkte der Schale und des Gebirges verschieben sich parallel, sodass ein kontinuierlicher Verbund vorausgesetzt werden kann. Die Auswertung der Verschiebung in den Punkten des Teils der Spritzbetonschale oberhalb des Stauchelements sowie des Teils unterhalb zeigt, dass die Verschiebungen der unteren Punkte kleinere Setzungen, aber dafür größere Horizontalverschiebungen aufweisen.

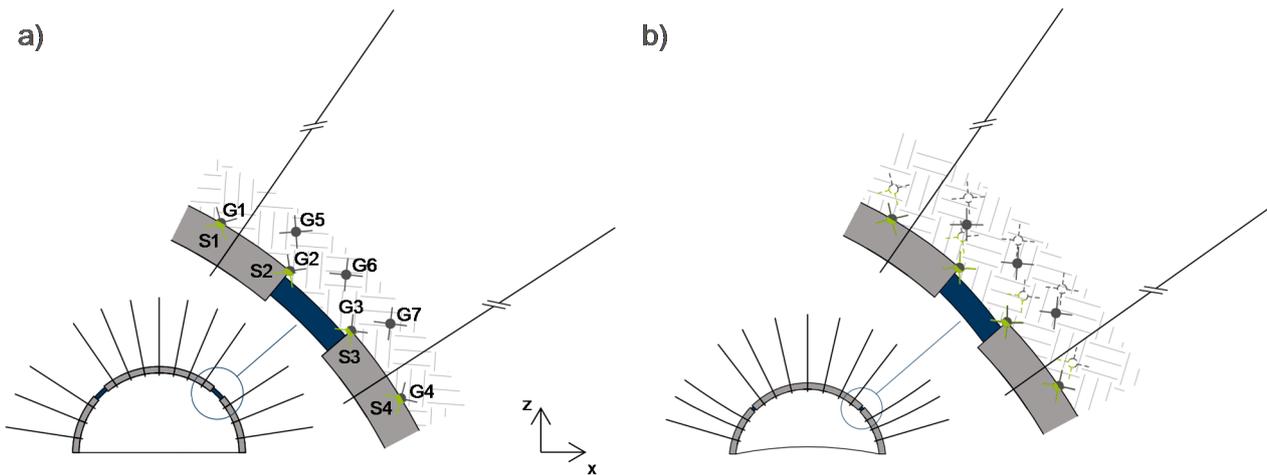


Abbildung 148: Verschiebungsentwicklung an der Interaktionsfläche zwischen Gebirge, Spritzbeton und Stauchelement, (a) unverformtes System und (b) verformtes System

Die gleiche Untersuchung wird an einem System durchgeführt, bei welchem im Interaktionsbereich die Interfacesteifigkeit reduziert wird. Die Auswertung zeigt, dass mit reduzierter Interfacesteifigkeit Relativverschiebungen maximal im Millimeterbereich zwischen Spritzbeton und Gebirge auftreten. Daher kann in diesem Fall ebenso von einem kontinuierlichen Verbund ausgegangen werden kann. Die Verschiebungen an den Punkten sind zusätzlich in Tabelle 16 dargestellt, um den Einfluss des Interfaces zu verdeutlichen.

Auch mit geringerer Interfacesteifigkeit ergibt sich ein ähnliches Verformungsbild. Der obere Teil der Spritzbetonschale weist größere Verformungen in z-Richtung auf und im unteren Teil sind die Horizontalverschiebungen größer. Aus dieser Verschiebungssituation resultiert eine nicht zentrische Belastung auf das Stauchelement, wie sie beispielsweise im Tauertunnel beobachtet werden konnte (Abbildung 5-34). Die Verschiebungen der Spritzbetonschale und des anliegenden Gebirges sind bei kleinerer Interfacesteifigkeit größer, die Verschiebungen im Gebirge (G5-G6) bleiben annähernd unverändert.

Tabelle 16: Verschiebungen der Knoten im Querschnitt für beide Interfacesteifigkeiten

Interfacesteifigkeit $K_n = 1,1e^7 \text{ kN/m}^3$												
		S1	S2	S3	S4	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7
x	[cm]	-0,64	-1,12	-6,37	-5,47	-0,64	-1,15	-6,40	-5,51	-0,65	-0,29	-2,40
z	[cm]	-11,70	-12,10	-10,17	-8,97	-11,72	-12,13	-10,25	-9,00	-10,52	-9,00	-9,42
Interfacesteifigkeit $K_n = 1,1e^5 \text{ kN/m}^3$												
		S1	S2	S3	S4	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7
x	[cm]	-0,76	-1,38	-5,73	-5,18	-0,77	-1,43	-5,72	-5,21	-0,66	-0,23	-2,40
z	[cm]	11,80	-12,36	-9,94	-9,03	-11,84	-12,37	-10,00	-9,07	-10,52	-9,00	-9,42

Die Fragestellung numerisch zu klären birgt den Nachteil, dass nicht alle Randbedingungen korrekt abgeschätzt worden sein können. Daher empfiehlt sich eine messtechnische Überwachung der Interaktionsfläche, um abschließend beurteilen zu können, wie das Zusammenspiel zwischen Spritzbeton und Gebirge in dem betrachteten Bereich genau funktioniert.

8.6 Diskussion der Ergebnisse mit den zwei- und dreidimensionalen Berechnungsmodellen

Der Tunnelbau bei druckhaften Gebirgsbedingungen erfordert eine kontinuierliche Überprüfung der prognostizierten Konvergenzen im Vergleich zu den erwarteten und gemessenen Konvergenzen. Die Beobachtungsmethode erfordert einen konsistenten Rahmen für die Interpretation der Messungen, das dreidimensionale Modell mit der detaillierten Beschreibung des Bauablaufs hat sich als geeignetes Werkzeug für die Modellierung des druckhaften Gebirgsverhaltens erwiesen. Eine gute Übereinstimmung zwischen Konvergenzmessungen und berechneten Ergebnissen wird mit dem Modell erzielt, jedoch mit einem hohen Rechen- und Zeitaufwand. Daher ist dieses Modell als Hilfsmittel für die Unterstützung vor Ort ungeeignet. Dazu bedarf es einem zweidimensionalen Ansatz, der die Hauptmerkmale des dreidimensionalen Modells erfassen kann.

Abbildung 149 vergleicht die Ergebnisse der vertikalen Verschiebung in der Firste aus der zwei- und der dreidimensionalen Berechnung mit den gemessenen Konvergenzen. Mit dem zweidimensionalen Modell ist durch die Berücksichtigung von Phasenfaktoren eine Berechnung der Verschiebung in den entsprechenden Vortriebsphasen möglich. Jedoch müssen dazu Informationen zum Verformungsverhalten des Gebirges vorliegen, um die Verteilung korrekt abschätzen zu können. Mit der dreidimensionalen Berechnung ist eine gute Abbildung der aufgetretenen Verschiebungen unter Berücksichtigung des Vortriebs möglich. Für ein baubegleitendes zweidimensionales Modell können die berechneten Verschiebungen durch die Phasenfaktoren approximiert werden.

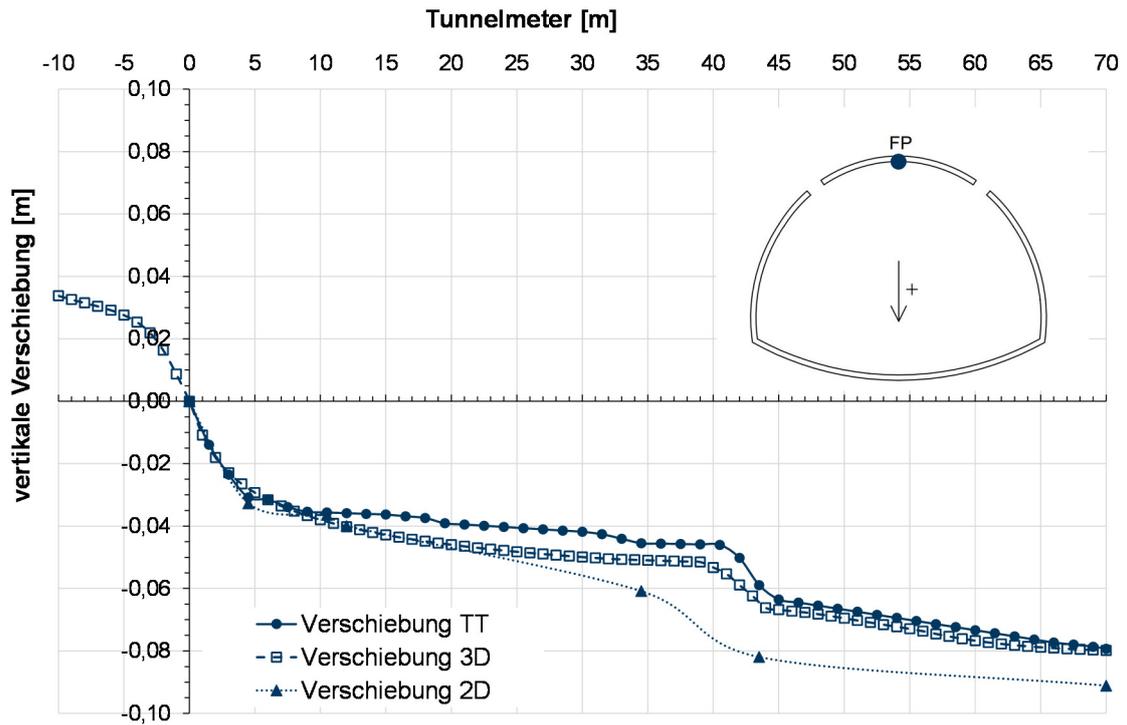


Abbildung 149: Vergleich der vertikalen Verschiebungsentwicklung in der Firste; gemessene Verschiebungen am Tauerntunnel, mit 2D- und 3D-Modell berechnete Verschiebungen

9 Empfehlungen für den nachgiebigen Ausbau in der Praxis

9.1 Erkenntnisse aus den Untersuchungen

In den vorangegangenen Kapiteln wurden experimentelle Untersuchungen mit Spritzbeton und Stauchelementen sowie die Einbindung der Untersuchungsergebnisse in analytische und numerische Berechnungen vorgestellt. Aus den Erkenntnissen werden in diesem Kapitel Empfehlungen für den nachgiebigen Ausbau in der Praxis entwickelt.

Aus der Auswertung von Versuchs- und Projektdaten zu Festigkeitsentwicklungen von Spritzbeton wurde ein empirisches Prognosemodell entwickelt. Die obere Grenze zur Auslegung des Last-Verformungsverhaltens von Stauchelementen wird über das zeitabhängige Festigkeitsverhalten des Spritzbetons definiert. In der Literatur werden erste Ansätze zur Dimensionierung von Stauchelementen vorgestellt, die in diesem Kapitel um das empirische Prognosemodell für Spritzbetonfestigkeiten erweitert werden. Bei der Dimensionierung können obere Auslegungsgrenzen in Abhängigkeit der Konfidenzintervalle des Prognosemodells gewählt werden, um projektspezifische Spritzbetonrezepturen genauer abbilden zu können.

Im Rahmen einer Befragung von Bauherren und Baufirmen zum Einsatz von Stauchelementen im Berg- und Tunnelbau wurde die technische Handhabung der Elemente beim Einbau evaluiert. Die Ergebnisse aus der Befragung und den vergleichenden Untersuchungen sind in Kapitel 9.2.2 aufgeführt und um allgemeine Empfehlungen ergänzt.

Die Ausbaukomponenten Spritzbeton und Stauchelement wurden in analytische und numerische Berechnungsmodelle integriert. Die Berechnungen haben gezeigt, dass die Implementierungsansätze und die stoffliche Berücksichtigung valide Verschiebungsentwicklungen ergeben. Der Modellierungs- und Rechenaufwand variiert je nach Verfahren erheblich, ebenso ist die Ergebnisgenauigkeit stark abhängig von den jeweiligen Verfahren. In diesem Kapitel wird eine Berücksichtigung der vorgestellten Berechnungsmodelle in den unterschiedlichen Leistungs- bzw. Projektentwicklungsphasen empfohlen. Die Empfehlungen gelten für einen konventionellen Vortrieb mit nachgiebigem Spritzbetonausbau inklusive Stauchelementen, Gitterträgern und Systemankerung.

9.2 Dimensionierung von Stauchelementen in der Projektierung

Die Dimensionierung von Stauchelementen erfolgt in der Projektierung. Die Hersteller müssen Elemente entwickeln, die den Vorgaben an das Last-Verformungsverhalten entsprechen. Die Vorgaben resultieren aus dem prognostizierten Gebirgsverhalten und der erwarteten Festigkeitsentwicklung des Spritzbetons. Die zur Verformung der Stauchelemente notwendige Kraft muss jederzeit unterhalb der Spritzbetonfestigkeit liegen, damit es nicht zu

einer Überlastung der Außenschale kommt. Über die Verschiebungsentwicklung des Gebirges werden die notwendige Verformung und das Verformungsverhalten der Stauchelemente definiert. Schubert & Radoncic (2014) zeigen einen Zusammenhang zwischen der Verschiebungsentwicklung und der maximal aufnehmbaren Kraft pro Schlitz in Abhängigkeit von der Zeit auf. Dieser Ansatz wird im Folgenden um das empirische Prognosemodell für Spritzbetonfestigkeiten erweitert, um eine größere Bandbreite von Festigkeitsentwicklungen abbilden zu können.

Die Versuche zum Last-Verformungsverhalten von Stauchelementen (Kapitel 5.4) haben gezeigt, dass die geprüften Systeme die geforderte Verformbarkeit für den bautechnischen Einsatzzweck erfüllen. Die Erfahrungen aus der Praxis zum Einbau der Stauchelemente werden abschließend diskutiert und Vorschläge zur Verbesserung der Handhabung für die Systeme gemacht.

9.2.1 Auswahl des Last-Verformungsverhaltens

In der Projektierung wird das notwendige Last-Verformungsverhalten von Stauchelementen für den Einsatz in der Spritzbetonschale festgelegt. Eine genaue Vorgehensweise gibt es für die Dimensionierung bisher nicht. Schubert & Radoncic (2014) haben einen Zusammenhang zwischen Kraft je Schlitz und Verkürzung je Schlitz aufgezeigt, auf Grundlage dessen eine erste Aussage zum benötigten Last-Verformungsverhalten in Kombination mit Erkenntnissen aus der vorliegenden Arbeit getroffen werden kann.

Sulem et al. (1987) beschreiben einen Zusammenhang zwischen der radialen Verschiebungsentwicklung $u_r(x)$ und der Verschiebungscharakteristik an der Ortsbrust X , der Endverschiebung u_{End} und dem Abstand zur Ortsbrust x (Kapitel 6.3).

$$u_r(x) = u_{End} \cdot \left[1 - \left(\frac{x}{X+x} \right)^2 \right] \quad (\text{Formel 9-1})$$

Die Verschiebungscharakteristik X kann über den plastischen Radius r_p dargestellt werden:

$$X = 0,85 \cdot r_p \quad (\text{Formel 9-2})$$

Sowohl der plastische Radius als auch die Endverschiebungen können bei passenden Randbedingungen den Diagrammen aus Kapitel 6.4 entnommen oder direkt über das KLV ermittelt werden. Der Ortsbrustabstand lässt sich auf Grundlage der geplanten Vortriebsgeschwindigkeit v über die Zeit t formulieren:

$$x = v \cdot t \quad (\text{Formel 9-3})$$

Über den Zusammenhang zwischen Radial- und Tangentialverschiebung (Kapitel 6.2.1) und die Annahme einer plastischen Dehnung des Spritzbetons ε_{spB} ergibt sich folgende Beziehung für die Verkürzung je Schlitz bzw. Stauchelement (SE) in Abhängigkeit der Zeit:

$$\Delta l_{SE}(t) = [(u_r(t) - (r \cdot \pi - n_{SE} \cdot h_{SE}) \cdot \varepsilon_{SpB})] / n_{SE} \quad (\text{Formel 9-4})$$

Radoncic & Schubert (2014) haben für die Dehnung des Spritzbetons eine zeitabhängige Definition auf Grundlage der Fließratenmethode nach Aldrian (1991) erstellt. Für die Definition fehlen Eingangswerte zum Materialverhalten des Spritzbetons. Zum zeitabhängigen Kriechverhalten von Spritzbeton gibt es noch nicht genügend aussagekräftige Versuchsdaten, daher wird hier auf die Abschätzung nach Pöttler (1997a) verwiesen, die dem Spritzbeton ein Dehnungspotential von $\varepsilon_{SpB} = 1 \%$ zuspricht. Die Analyse der Konvergenzmessungen vom Tauerntunnel (Kapitel 6.2.1) hat mit dieser Annahme eine höhere Genauigkeit erzielt als mit dem Modell nach Radoncic (2011).

Die Kraft je Schlitz F_{SE} , die aus der Spritzbetonschale resultiert und vom Stauchelement aufgenommen werden muss, kann über die zeitabhängige Spritzbetondruckfestigkeit $f_c(t)$ berechnet werden.

$$F_{SE} = f_c(t) / \gamma_c \cdot d_{SpB} \cdot b_{SE} \quad (\text{Formel 9-5})$$

mit:

F_{SE}

F_{SE} Maximal aufnehmbare Kraft pro Schlitz [kN]

$f_c(t)$ Zeitabhängige Spritzbetondruckfestigkeit [MPa]

γ_c Teilsicherheitsbeiwert Beton ($\gamma_c = 1,5$) [-]

d_{SpB} Dicke Spritzbetonschale [m]

b_{SE} Breite Stauchelement [m]

Die zeitabhängige Spritzbetonentwicklung lässt sich realitätsnah mit dem empirischen Prognosemodell (Kapitel 5.2) abschätzen. Zudem bietet das Modell den Vorteil einen Bereich anzugeben, bzw. eine Einschätzung zum Spritzbetonverhalten hinsichtlich der Festigkeitsentwicklung zu berücksichtigen. Aus den Gebirgskennwerten des Tauerntunnels (Kapitel 6.3.3) und der Anwendung des empirischen Prognosemodells resultieren die in Abbildung 150 gezeigten Anforderungen an das Last-Verformungsverhalten zur Auslegung eines Stauchelements.

Das untersuchte Last-Verformungsverhalten der Stauchelemente (Kapitel 5.4) wird in das Diagramm integriert, um eine theoretische Eignung der Elemente zu diskutieren. Aufbauend darauf werden Vorschläge unter Berücksichtigung der jeweiligen Systemeigenschaften gemacht, wie die Stauchelemente jeweils an das theoretisch erforderliche Last-Verformungsverhalten angepasst werden könnten, um für den projektspezifischen Fall ein geeignetes Systemverhalten aufzuweisen.

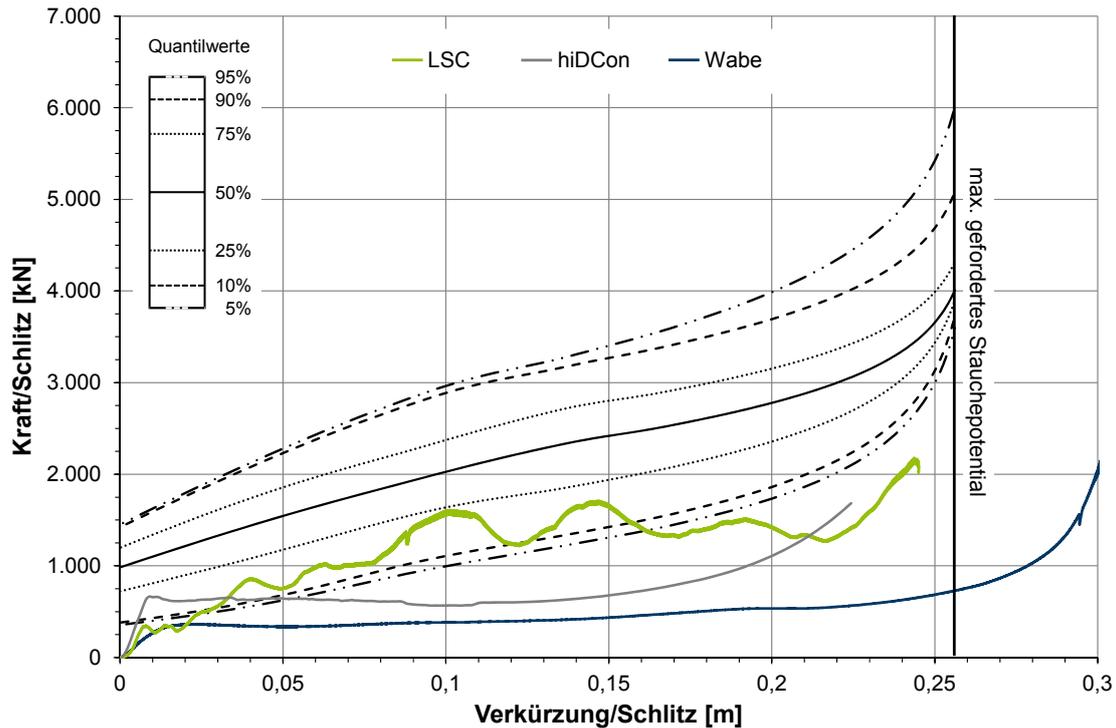


Abbildung 150: Anforderung an das Last-Verformungsverhalten eines Stauchelements basierend auf prognostizierten Gebirgskennwerten (Tauerntunnel) und empirischem Prognosemodell für Spritzbetonfestigkeiten sowie geprüftem Last-Verformungsverhalten der Stauchelemente (Kapitel 5.4)

Die Auswertung der Spritzbetonfestigkeitsentwicklung am Tauerntunnel hat ergeben, dass sich die zeitabhängige Entwicklung mit dem 25 %-Quantil des Prognosemodells am besten beschreiben lässt (Kapitel 6.3.3). Wird dieses Quantil zur Bewertung der Stauchelemente zugrunde gelegt, zeigt sich, dass das Last-Verformungsverhalten des LSC-Elements durch die Laststeigerung den besten Ausnutzungsgrad aufweist. Jedoch wird das maximal geforderte Stauchpotential nicht ganz erreicht. Das hiDCon-Element weist eine hohe Initialsteifigkeit auf, jedoch folgt keine weitere Laststeigerung, sodass der Ausnutzungsgrad geringer als der des LSC-Elements ist. Das erforderliche Stauchpotential könnte mit beiden Systemen durch eine Vergrößerung der Elementhöhe oder durch eine weitere Stauchelementreihe erbracht werden. Das Last-Verformungsverhalten des Wabe-Elements bleibt unterhalb der Grenze des 25%-Quantils. Das Wabe-Element erbringt jedoch das geforderte Stauchpotential. Zur Anpassung der Arbeitsweise wäre eine Erhöhung der Steifigkeit durch eine stufenweise Vergrößerung der Rohrwandstärken einzelner Lagen sinnvoll, um eine kontinuierliche Laststeigerung zu gewährleisten.

Mithilfe der Vorhersage zur Verschiebungsentwicklung des Gebirges und dem empirischen Prognosemodell für Spritzbetonfestigkeiten wird eine Hilfestellung zur Dimensionierung des Last-Verformungsverhaltens der Stauchelemente in der Planungsphase gegeben. Bei der

Nutzung dieses Ansatzes ist zu berücksichtigen, dass die Verschiebungsentwicklung ähnlich wie die Entwicklung der Spritzbetonfestigkeit von unterschiedlichen und unvorhersehbaren Parametern abhängt.

9.2.2 Hinweise zur Handhabung

In den Versuchen zum Systemverhalten der Stauchelemente (Kapitel 5.4) wurde analysiert, wie sich die unterschiedlichen Systeme unter zentrischem Druck und bei möglichen Imperfektionen verhalten, da die Elemente durch den Einbau und die Gebirgsbewegungen unterschiedlichen Belastungssituationen ausgesetzt sein können. Die Untersuchungsergebnisse zeigen, dass sich kleinere Imperfektionen bei der Lagerung nicht signifikant auf das Last-Verformungsverhalten auswirken.

Die Handhabung der Stauchelemente ist neben dem Systemverhalten ein relevanter Faktor für die Praxis. Der Einbau von Stauchelementen muss sich gut in die Ausbauarbeiten integrieren lassen und darf keinen hohen zusätzlichen Zeitaufwand bedeuten. Im Rahmen dieser Arbeit wurde eine Befragung von Bauherren und Baufirmen, die Stauchelemente im Berg- und Tunnelbau einsetzen bzw. eingesetzt haben, zum Handling der Elemente in der Baupraxis durchgeführt (Anhang A.6). Die Auswertung ergab, dass das hohe Gewicht der Stauchelemente zu Problemen beim Einbau führen kann. Die Elemente werden zwar mit Hilfsmitteln wie Hebebühnen in Position gebracht, müssen aber letztlich händisch eingebaut werden. Daher sollten die Elemente auf die bisher zum Einsatz gekommenen Systemabmessungen beschränkt bleiben, damit sich das Gewicht nicht erhöht. Generell sollte vor allem bei den Systemen aus Stahl über die Möglichkeit einer Gewichtsreduktion nachgedacht werden.

Der Einbau der Stauchelemente kann durch eine Befestigung mit der ersten Gitterlage und mit Anschlusseisen auf dem Element (Semmering Basistunnel und Tauerntunnel) oder mit einem Bewehrungseisen von Gitterträger zu Gitterträger und einer zusätzlichen Befestigung an der ersten Gitterlage (Koralmtunnel) erfolgen. Um den Einbau anwenderfreundlicher zu gestalten, bietet sich ein Einhängen der Elemente in die Gitterträger und eine anschließende Befestigung mit der Bewehrungslage an.

Zusammenfassend ist festzustellen, dass der Einsatz von Stauchelementen keinen größeren verfahrenstechnischen Aufwand mit sich bringt, sofern die Elemente in Größe und Gewicht händisch eingesetzt werden können. Dementsprechend empfiehlt sich je nach erwarteten Konvergenzen eine Anordnung kleinerer Stauchelemente in mehreren Reihen. Die Anordnung der Reihen muss zudem nicht zwingend symmetrisch erfolgen, sondern sollte sich am Konvergenzverhalten des Gebirges orientieren.

9.3 Berechnungsmodelle für die jeweilige Leistungsphase

Je nach Leistungsphase und dementsprechendem Kenntnisstand über die geotechnischen Randbedingungen empfehlen sich unterschiedliche Berechnungsmethoden für den nachgiebigen Ausbau in druckhaftem Gebirge. In Abbildung 151 sind die Berechnungsmethoden den Leistungsphasen in einem Flussdiagramm zugewiesen. Die Leistungsphasen beziehen sich auf die deutsche Honorarordnung für Architekten und Ingenieure, eine Übertragung auf die von der ITA/AITES Working Group 19 (ITA/AITES, 2016) vorgeschlagenen Projektentwicklungsphasen im konventionellen Tunnelbau ist zusätzlich dargestellt.

In den grauen Feldern sind die Leistungs- bzw. Projektentwicklungsphasen dargestellt. Die grünen Felder geben Auskunft darüber, welche geotechnischen Eingabeparameter für die Berechnungen notwendig sind bzw. auf welcher Grundlage diese zu bestimmen sind. Die Bestimmung der Eingabeparameter kann dabei durchaus einen iterativen Prozess unter Berücksichtigung der jeweiligen Berechnungsergebnisse in den einzelnen Phasen darstellen. In den weißen Feldern werden die Berechnungsmethoden und die daraus resultierenden Erkenntnisse beschrieben.

In den nachfolgenden Abschnitten wird vorgestellt, wie die Implementierung des Spritzbetons und der Stauelemente in die analytischen und numerischen Berechnungsmodelle der jeweiligen Planungsphase erfolgen soll. Dabei werden die wichtigsten Erkenntnisse für die Praxis zusammengefasst.

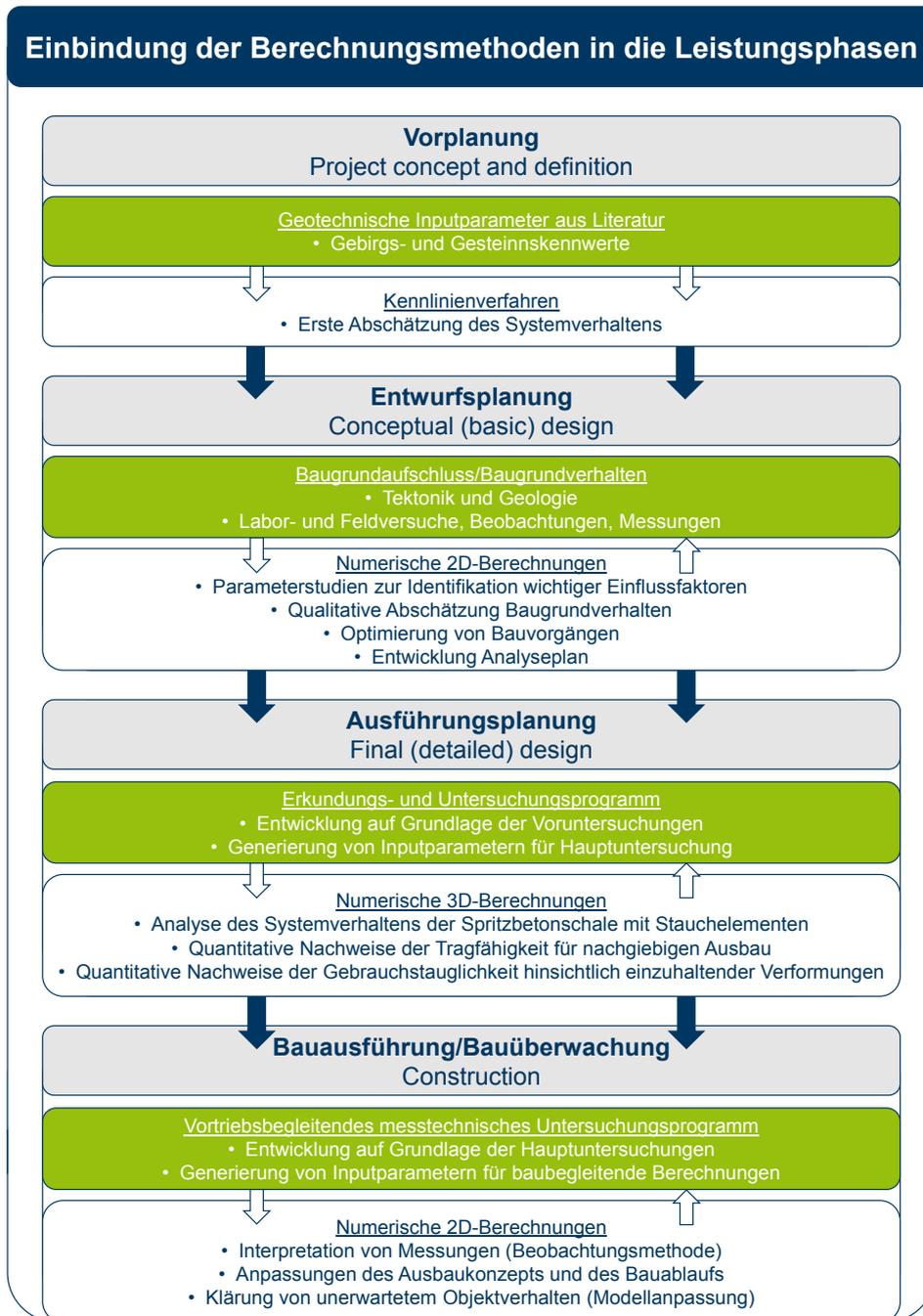


Abbildung 151: Einbindung der Berechnungsmethoden für den nachgiebigen Ausbau in die Leistungsphasen nach HOAI (2009) und ITA/AITES (2016:10) in Anlehnung an DGG (2014:102-103)

9.3.1 Berücksichtigung in der Vorplanung

Die analytischen Methoden ermöglichen eine erste Prognose des Systemverhaltens über den Querschnitt des Tunnels. Die numerischen Verfahren gestatten eine genauere Analyse des Spannungs-Dehnungsverhaltens des Gebirges während und unmittelbar nach dem Vortrieb. Bei einer hohen Komplexität der Methode und des Modells sind Zusammenhänge jedoch nicht immer direkt erkennbar und teilweise schwer nachvollziehbar. Daher ist es

durchaus sinnvoll, in der Vorplanung analytische Berechnungen durchzuführen. Abbildung 152 beschreibt den Implementierungsansatz für den Spritzbeton und die Stauchelemente im Kennlinienverfahren.

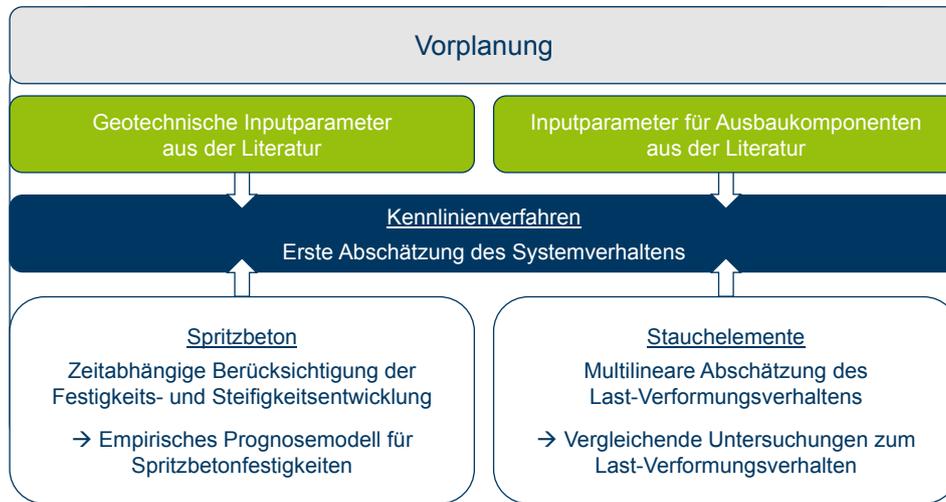


Abbildung 152: Implementierungsansatz für Spritzbeton und Stauchelemente bei der Vorplanung

Die Festigkeits- und Steifigkeitsentwicklung des Spritzbetons muss zeitabhängig im KLV berücksichtigt werden. Dazu existieren Ansätze in der Literatur, die genutzt werden können. Ebenso ist eine Beschreibung des Materialverhaltens durch die Integration des empirischen Prognosemodells für Spritzbetonfestigkeiten ins KLV möglich. Die Einbindung der Stauchelemente kann über den Ansatz nach Gschwandtner & Galler (2012) erfolgen, indem das Last-Verformungsverhalten multilinear abgeschätzt und in die Ausbaukennlinie integriert wird (Kapitel 6.3). Die Eingabeparameter zu den Ausbaukomponenten und zur Beschreibung des Gebirgsverhaltens können bei der Vorplanung aus der Literatur und vorangegangenen Projekten abgeschätzt werden und so zur Grundlagenanalyse und Erarbeitung eines Planungskonzepts beitragen.

9.3.2 Berücksichtigung in der Entwurfsplanung

In der Entwurfsplanung sollten Vorberechnungen mit zweidimensionalen numerischen Modellen durchgeführt werden, um das Gebirgsverhalten qualitativ abschätzen und beurteilen zu können. Außerdem sind wichtige Einflussparameter mithilfe von Parameterstudien zu identifizieren. Die geotechnischen Eingangsparameter basieren dabei auf Informationen von Erkundungsuntersuchungen. In einem iterativen Prozess kann das Erkundungs- und Untersuchungsprogramm auf Grundlage der numerischen Berechnungsergebnisse angepasst werden. Abschließend wird mit den Vorberechnungen ein Vorgehen für die Hauptberechnung festgelegt. (DGG, 2014:102-103)

Wichtig bei zweidimensionalen numerischen Berechnungen ist die Berücksichtigung des Bauablaufs durch entsprechende Verfahren, wie bspw. das Stützlastverfahren, um so die

Vorentspannung des Gebirges und einen phasenweisen Vortrieb zu simulieren. Der Spritzbeton kann dabei linear-elastisch berechnet werden, jedoch ist eine Steifigkeitsanpassung je Bauzustand vorzunehmen, mindestens für die Steifigkeit nach einem und nach 28 Tagen (Wittke, 1999). Die Stauchelemente können über Federn berücksichtigt werden, indem das geprüfte Last-Verformungsverhalten über multilineare Verläufe abgebildet wird (Kapitel 7.2). Das Vorgehen für die Entwurfsplanung ist in Abbildung 153 dargestellt.

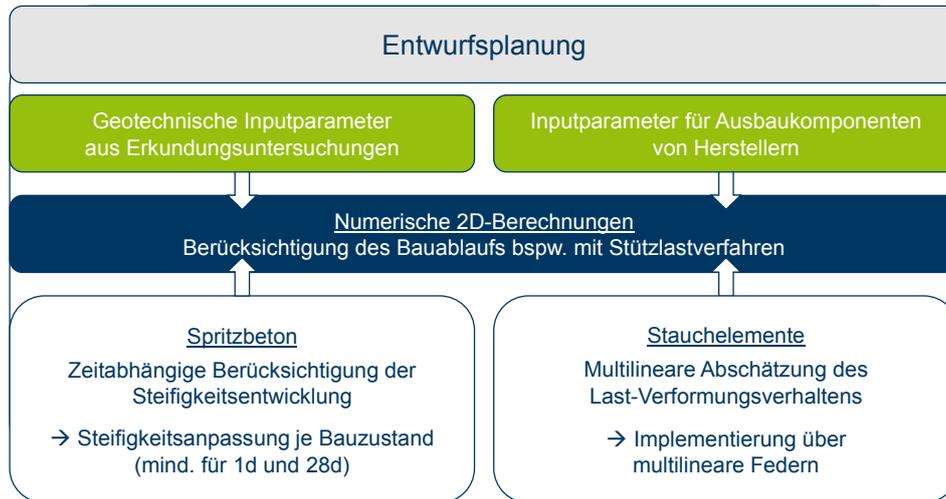


Abbildung 153: Implementierungsansatz für Spritzbeton und Stauchelemente bei der Entwurfsplanung

9.3.3 Berücksichtigung in der Ausführungsplanung

In der Ausführungsplanung sind die Hauptberechnungen mit dreidimensionalen numerischen Modellen durchzuführen, um die Effekte aus dem Tunnelvortrieb und die Spannungsumlagerungen berücksichtigen zu können. Vor allem in druckhaftem Gebirge mit großen Konvergenzen kann die Vernachlässigung der räumlichen Effekte zu unzureichenden Ergebnissen führen. Mit den Berechnungen ist das Systemverhalten der Spritzbetonschale mit Stauchelementen zu analysieren und es sind quantitative Nachweise der Tragfähigkeit des nachgiebigen Ausbaus sowie der Gebrauchstauglichkeit hinsichtlich einzuhaltender Verformungen zu führen. Auf Grundlage der Berechnungen erfolgen eine Dimensionierung des Ausbaus und eine Festlegung zum Einbau von Stauchelementen je Ausbauklasse. Wie die Implementierung von Spritzbeton und Stauchelementen in den Hauptberechnungen erfolgen kann ist in Abbildung 154 aufgeführt.



Abbildung 154: Implementierungsansatz für Spritzbeton und Stachelemente bei der Ausführungsplanung

Der Spritzbeton muss über eine zeitabhängige Berücksichtigung der Steifigkeitsentwicklung integriert werden. Dies kann entweder durch eine phasenweise Erhöhung der Steifigkeit mit einem linear-elastischen Materialmodell oder durch den Einsatz höherwertiger Materialmodelle erfolgen. Bei einer nichtlinearen elastoplastischen Berechnung des Spritzbetons wird die Duktilität berücksichtigt, was zu einer Reduktion der Schnittgrößen führt. Daher empfiehlt sich die Anwendung nur bei ausreichender Kenntnis der Materialeigenschaften des Spritzbetons und der geotechnischen Randbedingungen. Die Stachelemente können auch in einem dreidimensionalen numerischen Modell über multilineare Federn implementiert werden (Kapitel 8.2).

9.3.4 Berücksichtigung in der Bauausführung

Baubegleitende Berechnungen können im Rahmen der Beobachtungsmethode zur Interpretation von Messungen oder zur Prognose der Wirksamkeit von Projektänderungen erforderlich sein (DGG, 2014:102-103). Die numerischen Hauptberechnungen mit dem räumlichen Modell weisen einen erheblichen zeitlichen Rechenaufwand auf, der je nach Leistungsstärke des Rechners zwischen sechs und 24 Stunden variieren kann. Aufgrund der großen Rechenzeit wird bei baubegleitenden Berechnungen ein Modell im ebenen Dehnungszustand empfohlen, welches mithilfe des Stützlast- oder Stützkernverfahrens die Gewölbewirkung in Tunnellängsrichtung erfassen kann. Die Parameter zur Anwendung des Verfahrens müssen entweder durch Messergebnisse oder durch die Ergebnisse aus den räumlichen Berechnungen kalibriert werden. In Abbildung 155 sind die Implementierungsansätze für Spritzbeton und Stachelemente dargestellt.

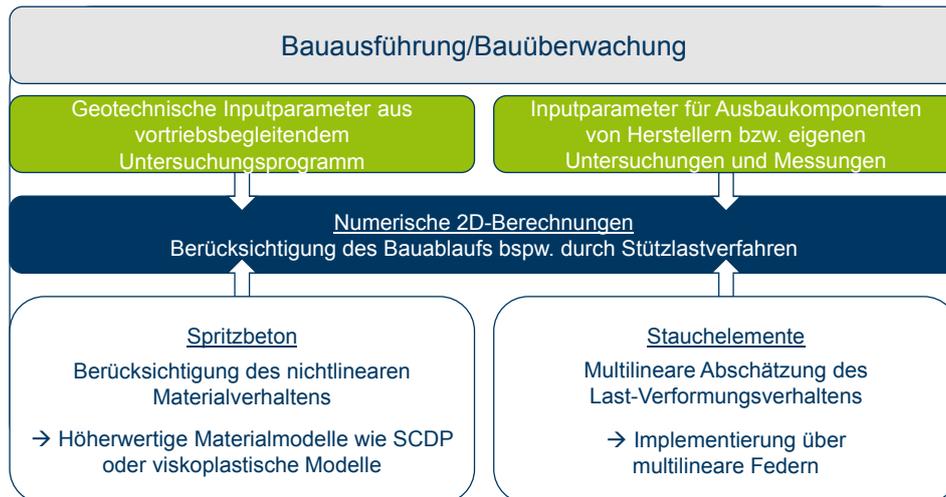


Abbildung 155: Implementierungsansatz für Spritzbeton und Stachelemente bei der Bauausführung bzw. Bauüberwachung

Mit höherwertigen Materialmodellen zur Beschreibung von Gebirge und Spritzbeton können die Berechnungsergebnisse des Modells im ebenen Dehnungszustand eine höhere Genauigkeit erzielen. Zudem können baubegleitend genauere Aussagen zu den tatsächlich vorliegenden geologischen Bedingungen getroffen werden.

10 Fazit

10.1 Zusammenfassung

Beim konventionellen Tunnelbau kann druckhaftes Gebirge zum Versagen der Spritzbetonschale führen, wenn das Ausbaukonzept nicht richtig gewählt und auf die Randbedingungen abgestimmt wurde. Den großen Gebirgsspannungen mit einem steifen Ausbau entgegenzuwirken, hat sich aufgrund von Abplatzungen bis hin zu Verbrüchen der Spritzbetonschale als ungeeignet herausgestellt. Eine bewährte Methode, um eine Überlastung zu verhindern, ist der Einsatz von nachgiebigen Stauchelementen in der Spritzbetonschale. Das definierte Last-Verformungsverhalten der Elemente ermöglicht eine kontrollierte Gebirgsverformung bei gleichzeitigem Spannungsabbau. Obwohl das Verfahren inzwischen zum allgemein anerkannten Stand der Technik gehört, gibt es nur wenige Arbeiten, die sich mit der Berücksichtigung des nachgiebigen Ausbaukonzepts in Berechnungsmethoden beschäftigen. In dieser Arbeit werden Vorschläge zur Berücksichtigung des nachgiebigen Ausbaus in unterschiedlichen Berechnungsmethoden je nach Projektentwicklungsphase unterbreitet und das Systemverhalten des nachgiebigen Ausbaus untersucht.

Das methodische Vorgehen ist in Abbildung 1 dargestellt. Das druckhafte Gebirge stellt die Belastung auf das nachgiebige Gesamtsystem mit seinen Hauptausbaukomponenten Spritzbeton und Stauchelement dar. Zur Modellbildung für die Ausbaukomponenten wird in einem ersten Schritt eine experimentelle Datengrundlage geschaffen. Aufbauend auf dieser werden analytische und numerische Berechnungsmodelle für die entsprechenden Leistungs- bzw. Projektentwicklungsphasen erstellt.

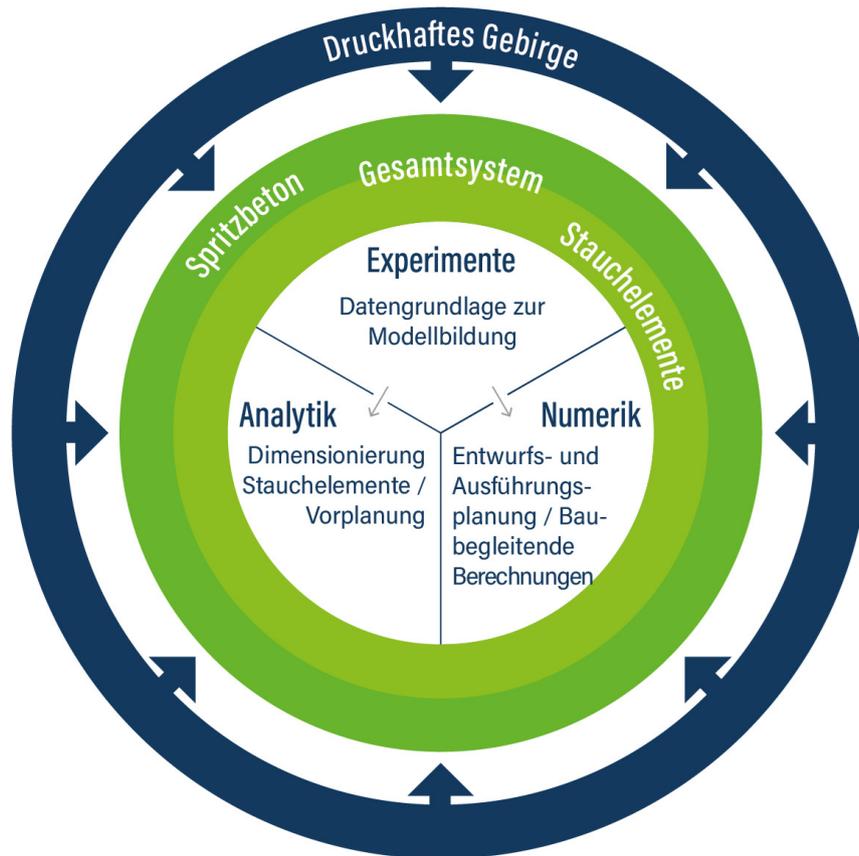


Abbildung 156: Angewandte Methodik zur Untersuchung des Systemverhaltens eines nachgiebigen Spritzbetonausbaus mit Stauchelementen in druckhaftem Gebirge

Zu Beginn der Arbeit werden Definitionen aus der Literatur und wesentliche Einflussfaktoren von druckhaftem Gebirgsverhalten vorgestellt. Die Definitionen, die eine schnelle Beurteilung zu druckhaftem Gebirgsverhalten ermöglichen sollen, werden am Beispiel eines Referenzprojekts kritisch auf ihre Anwendbarkeit überprüft. Die Definitionen ermöglichen lediglich eine erste Identifizierung von druckhaftem Gebirgsverhalten. Die Auswertung der Konvergenzmessungen des Referenz隧nells zeigt, dass das druckhafte Gebirgsverhalten jedoch durch das Ausbaukonzept beeinflusst wird. Eine Definition sollte deswegen nicht unabhängig vom Ausbaukonzept erfolgen.

Anschließend werden generelle Sicherungskonzepte im konventionellen Tunnelbau bei druckhaften Gebirgsverhältnissen vorgestellt. Dabei wird vertiefend auf die einzelnen Ausbaukomponenten des untersuchten Konzepts eingegangen. Die Datengrundlage zu den Ausbaukomponenten Spritzbeton und Stauchelemente wird als nicht ausreichend eingestuft. Zur Charakterisierung der systemspezifischen Eigenschaften von Stauchelementen fehlt eine einheitliche Prüfung unter gleichen Randbedingungen, um die Systeme vor dem Hintergrund einer praxistauglichen Anwendung im konventionellen Tunnelbau interpretieren und bewerten zu können. Bei den aktuell angewendeten Spritzbetonrezepturen mangelt es

an Untersuchungen zum zeitabhängigen Materialverhalten, um dieses in den Berechnungen realitätsnah abzubilden.

Daher werden in einem ersten Schritt Projekt- und Versuchsdaten zu Spritzbetonfestigkeiten ausgewertet und auf dieser Grundlage ein empirisches Prognosemodell zur Ermittlung zeitabhängiger Spritzbetonfestigkeitsverläufe entwickelt. Das statistische Modell bildet das zeitabhängige Festigkeitsverhalten von Spritzbeton ab und bietet die Möglichkeit in Abhängigkeit der Zielfestigkeit einen Festigkeitsverlauf zu wählen. Je nach Spritzbeton kann entweder der Median gewählt werden oder eine Klassifizierung durch die Berücksichtigung von Konfidenzintervallen erfolgen. Das Prognosemodell wird anschließend in die Ausbaulinie des KLV integriert und außerdem in einen Ansatz zur Dimensionierung der Last-Verformungscharakteristik von Stauchelementen eingebunden.

In einem zweiten Schritt werden experimentelle Untersuchungen zum zeitabhängigen Materialverhalten von Spritzbeton durchgeführt, um eine erste Basis für vertiefende Untersuchungen zu schaffen. So existierten bisher nur wenige experimentelle Ergebnisse zum zeitabhängigen Materialverhalten von Spritzbetonrezepturen, die neben dem Festigkeits- auch das Steifigkeits- und Kriechverhalten des jungen Spritzbetons berücksichtigen.

Die experimentellen Untersuchungen zum Systemverhalten von Stauchelementen ermöglichen eine vergleichbare Aussage zum Verformungsverhalten der einzelnen Stauchelementtypen, da die Stauchelemente erstmals unter gleichen Ausgangs- und Randbedingungen geprüft werden. Die Ergebnisse zeigen, dass sich kleinere Imperfektionen bei der Lagerung nicht signifikant auswirken. So kann auf experimenteller Basis ein Beitrag zu einem objektiven Entscheidungskriterium zur Anwendung der Stauchelemente im Tunnelbau geleistet werden. Die Erfahrungen aus den experimentellen Untersuchungen und beim Einbau der Elemente in der Praxis finden anschließend Einzug in Empfehlungen zur Handhabung von Stauchelementen.

Unterschiedliche Berechnungsmethoden werden um die experimentellen Untersuchungsergebnisse erweitert. Zur Berücksichtigung in der Vorplanung und zur späteren Kontrolle der numerischen Ergebnisse eignet sich das analytische KLV. Mithilfe der Software MATLAB wird ein Berechnungsmodell entwickelt, das gängige Ansätze des KLV berücksichtigt. Die Stauchelemente werden nach Gschwandtner & Galler (2012) auf Grundlage der Untersuchungsergebnisse integriert. Der Spritzbeton kann über das empirische Prognosemodell abgebildet werden. Das MATLAB-Berechnungsmodell wird am Beispiel des Tauerntunnels angewendet und liefert unter Berücksichtigung der Restriktionen des Verfahrens valide Ergebnisse für eine erste Abschätzung des Systemverhaltens.

Mithilfe des MATLAB-Berechnungsmodells wird eine Variationsstudie durchgeführt, um das Gebirgsverhalten zu kategorisieren und die Erkenntnisse zur Bestimmung des Last-Verformungsverhaltens von Stauchelementen nutzen zu können. In der Variationsstudie werden die Überlagerungshöhe und geotechnische Eingangsparameter variiert, um den plastischen Radius sowie die Endverschiebung zu berechnen. Mit der Studie kann der Einfluss der Parameter auf die Entwicklung des Konvergenzverhaltens ohne Tunnelsicherung aufgezeigt werden. Dabei wird festgestellt, dass der E-Modul des Gebirges eine entscheidende Rolle bei der Ausprägung des druckhaften Verhaltens spielt. Große Konvergenzen können jedoch auch bei geringen Gesteinsfestigkeiten und stark tektonisierter Gebirgsstruktur auftreten.

In der Entwurfsplanung eignen sich zweidimensionale numerische Berechnungen zur Identifikation wichtiger Einflussfaktoren, zur qualitativen Abschätzung des Baugrundverhaltens, zur Optimierung von Bauvorgängen und zur Entwicklung eines Analyseplans für die Hauptberechnungen in der Ausführungsplanung (DGG, 2014). In dieser Arbeit wird ein numerisches Modell entwickelt, in welches die zeitabhängige Zunahme der Spritzbetonsteifigkeit als auch das Last-Verformungsverhalten der Stauchelemente auf der Grundlage der experimentellen Untersuchungen integriert wird. Die Stauchelemente werden über multilineare Federn und der Spritzbeton über ein linear-elastisches Materialverhalten abgebildet. Mit diesem Modell wird im Anschluss eine Analyse zum Einfluss von Gebirgs- und Systemparametern auf die Belastung der nachgiebigen Spritzbetonschale durchgeführt. Als wichtige Einflussfaktoren stellen sich der E-Modul, die Seitendrucke und die Beschreibung der Interaktion zwischen Gebirge und Außenschale durch Interfaceelemente heraus.

In der Ausführungsplanung empfehlen sich bei druckhaften Gebirgsbedingungen in der Hauptberechnung dreidimensionale numerische Modelle, um den Bauablauf und die Spannungsumlagerungen berücksichtigen zu können. In der Arbeit wird ein Modell entwickelt, mit dem die Verschiebungsentwicklung am Referenzprojekt gut abgebildet werden kann. Mit diesem Modell werden zudem Aussagen zum Verhalten an der Interaktionsfläche und zum kinematischen Gesamttragverhalten getroffen. Es treten unter Berücksichtigung verschiedener Interfacesteifigkeiten kaum Relativverschiebungen in der Interaktionsfläche auf.

Abschließend werden baubegleitende Berechnungen empfohlen, die zur Interpretation von Messungen im Rahmen der Beobachtungsmethode, zur Anpassung des Ausbaukonzepts und bei unerwartetem Objektverhalten zur Anpassung des Modells dienen sollen. Dazu werden Berechnungen an einem zweidimensionalen Modell unter Einbeziehung der Erfahrungen aus dem dreidimensionalen Modell und unter Berücksichtigung höherwertiger Materialmodelle empfohlen.

10.2 Ausblick

In dieser Arbeit werden die Auswirkungen von druckhaftem Gebirgsverhalten im konventionellen Tunnelbau diskutiert, wobei der Schwerpunkt auf der Erstellung einer Datengrundlage und auf der Berücksichtigung der Ausbaukomponenten Spritzbeton und Stauchelement in den Berechnungsmethoden liegt. Themengebiete, die sich aus den Untersuchungen ergeben und nicht vertiefend behandelt werden sowie Annahmen, die getroffen werden, sind im Folgenden zusammengefasst. Der Ausblick ist in folgende Aspekte gegliedert:

- Druckhaftes Gebirgsverhalten
- Nachgiebiges Sicherungskonzept
- Berechnungsmethoden

Druckhaftes Gebirgsverhalten

Die geotechnischen Einflussfaktoren von druckhaftem Gebirgsverhalten sind die Gebirgseigenschaften, etwaige Grundwasserströmungen und Porenwasserdrücke sowie die tektonische Geschichte und die herrschenden Primärspannungen. Gerade Gesteinsarten mit geringer Festigkeit, hoher Verformbarkeit und ausgeprägtem Kriechvermögen bilden die Ausgangsbasis für druckhaftes Gebirgsverhalten. Eine einheitliche Definition zur Beschreibung existiert bisher jedoch nicht. Mit den vorgestellten mathematischen Ansätzen konnten Tendenzen aufgezeigt werden, jedoch war eine genaue Definition nicht möglich. Die Auswertung von Konvergenzmessungen am Tauerntunnel in Bezug zum Ausbaukonzept hat gezeigt, dass druckhaftes Gebirgsverhalten abhängig vom Ausbaukonzept ist. Die Idee, die aufnehmbare Konvergenz eines monolithischen Ausbaus als Grenze für mögliche Verformungen anzunehmen und bei Überschreitung von druckhaftem Gebirgsverhalten zu sprechen, ist nachvollziehbar. Die Erstellung einer Datenbank zu geologischen Randbedingungen von Vortrieben, bei denen hohe Gebirgsspannungen und entsprechende Konvergenzen aufgetreten sind, würde eine empirische Analyse ermöglichen. Auf dieser Grundlage könnten existierende analytische Ansätze überarbeitet werden.

Nachgiebiges Sicherungskonzept

Das nachgiebige Sicherungskonzept setzt sich aus der bewehrten Spritzbetonschale, den Stauchelementen, den Gitterträgern und der Systemankerung zusammen. Der Spritzbeton und die Stauchelemente werden in dieser Arbeit vertieft berücksichtigt, weiterer Forschungsbedarf wird nachfolgend diskutiert. Die Wirkungsweise der Ankerung und der Gitterträger wird in dieser Arbeit nicht näher hinterfragt, aber vor allem zur Wirkungsweise der Ankerung im nachgiebigen Gesamtsystem gibt es offene Fragestellungen, die in weiteren Arbeiten untersucht werden sollten.

Spritzbeton

Mit der Erstellung des empirischen Prognosemodells für die Entwicklung von Spritzbetonfestigkeiten ist es gelungen, die zeitabhängige Festigkeitszunahme realitätsnah abzubilden. Um die Genauigkeit des Prognosemodells zu erhöhen, wird eine kontinuierliche Erweiterung der Datengrundlage und Anpassung der Funktionen vorgeschlagen. Die entscheidende Bemessungsgröße für analytische und numerische Berechnungsmodelle ist jedoch der E-Modul, daher sollte ein ähnliches Modell zur Beschreibung der zeitabhängigen Zunahme des E-Moduls von Spritzbeton anhand von Versuchs- und Projektdaten zur Einbindung in die Berechnungsmodelle entwickelt werden. Dazu werden sowohl Daten aus der Tunnelbaupraxis als auch weitere Untersuchungen zum zeitabhängigen Materialverhalten von Spritzbeton benötigt.

Die vorgestellten Untersuchungen zum zeitabhängigen Materialverhalten von Spritzbeton bilden eine erste Datengrundlage, die zur Validierung und Weiterentwicklung von Materialmodellen notwendig ist. Auf der Basis der Erfahrungen mit dem vorgestellten Untersuchungsprogramm ist ein erweitertes Versuchsprogramm zu erarbeiten. Neben den vorgestellten Untersuchungen kann beispielsweise die Bruchenergie mit Keilspaltversuchen experimentell bestimmt werden. Erste Untersuchungen werden dazu an der TU Innsbruck unter der Leitung von Prof. Hofstetter durchgeführt.

Ein wichtiger Faktor zur Beschreibung des Ausnutzungsgrads der Spritzbetonschale ist das Dehnungsverhalten des Spritzbetons unter Belastung. Weitere Kriechversuche in Kombination mit Schwindversuchen werden zur Beschreibung des Dehnungspotentials empfohlen. Bei den durchgeführten Versuchen können keine Effekte eines nichtlinearen Kriechverhaltens festgestellt werden. Die Belastung sollte daher in weiteren Versuchen erhöht werden.

Der Nachteil von Spritzbetonversuchen ist, dass Bohrkerne aus dem Spritzbetonkörper frühestens nach einem Tag entnommen werden können und bei geschalteten Probekörpern durch den Rückpralleinfluss keine Homogenität vorausgesetzt werden kann. Am Lehrstuhl für Subsurface Engineering der Montanuniversität Leoben werden Untersuchungen zum Langzeitverhalten des Spritzbetons in situ durchgeführt. Mit dieser Methode müssen keine Bohrkerne entnommen oder geschaltete Probekörper erstellt werden, die Messungen können kurze Zeit nach Aufbringen der Spritzbetonschale erfolgen (Mödlhammer, 2008). Mit den Ergebnissen aus den in situ-Versuchen ist eine Kalibrierung der Versuchsergebnisse im Labor möglich.

Stauchelemente

Die Fragestellung, welchen Einfluss Exzentrizitäten und Schiefstellungen von Stauchelementen auf deren Wirkungsweise haben, wird in dieser Arbeit diskutiert. Bei den vergleichenden Untersuchungen kann kein großer Einfluss festgestellt werden, jedoch sind die

Versuchsrandbedingungen recht konservativ gewählt. In der Praxis, beispielsweise am Tauern-tunnel, wurde bei nicht zentrischer Belastung der Stauchelemente ein Ausknicken einiger Elemente beobachtet (Abbildung 5-34). Die Versuchsergebnisse zum Last-Verformungsverhalten der Stauchelemente können in eigene numerische Modelle implementiert werden und mit einer Rückrechnung der Versuche kann eine Verifizierung erfolgen. Mit diesen Modellen ist eine Dimensionierung der Stauchelemente durch Änderungen in Geometrie oder Materialeigenschaften möglich. Das geforderte Last-Verformungsverhalten für die jeweiligen Projekte kann so numerisch ermittelt werden. Außerdem können die Lagerungsbedingungen geändert und dadurch untersucht werden, ob der Einfluss größerer Exzentrizitäten bei den Stauchsyste-men zum Versagen führt.

Welchen Einfluss die Schiefstellungen und Exzentrizitäten der Stauchelemente auf den Spritzbeton haben, wird experimentell nicht erfasst. Denkbar ist, dass die Schiefstellungen zu lokalen Pressungen in der Spritzbetonschale führen, welche bei der Bemessung der Spritzbetonschale berücksichtigt werden sollten, um lokales Versagen der Sicherung zu vermeiden. Hierzu werden vertiefende Untersuchungen an einem Verbundmodell empfohlen.

In dieser Arbeit wird das Verhalten in der Interaktionsfläche zwischen Spritzbeton, Gebirge und Stauchelement numerisch untersucht. Die Relativbewegungen zwischen Spritzbetonschale und Gebirge sind dabei marginal, an den Ankern führen Scherverschiebungen zu lokalem Versagen. Dies spricht für eine Kombination aus Fall A und B (Kapitel 8.4). Die Untersuchung der Knotenverschiebung in der Interaktionsfläche zeigt, dass mit der numerischen Berechnung kaum Relativverschiebungen an der Interaktionsfläche erfasst werden. Da die Randbedingungen des Interfaces die zugelassenen Relativverschiebungen bestimmen, ist eine Validierung mit Messdaten zwingend erforderlich. Daher wird eine messtechnische Untersuchung an der Interaktionsfläche vorgeschlagen.

Ankerung

Anker werden bei auftretenden Konvergenzen in druckhaftem Gebirge stark belastet, wenn die Verformungsfigur dem Fall A gleicht (Kapitel 8.4). Bei der Untersuchung des Systemverhaltens haben sich sowohl hinsichtlich der mathematischen Berücksichtigung der Anker als auch des effizienten Einsatzes in der Tunnelbaupraxis Fragen ergeben. In weiteren Arbeiten sollte diskutiert werden, inwieweit sich das mechanische Verhalten von Ankern in stark verformungsfreudigem Gebirge ändert. Wenn die Verformungen direkt nach dem Einbau auftreten, stellt sich die Frage, ob eine mathematische Einbindung der Anker in analytische und numerische Verfahren über Berücksichtigung der zeitabhängigen Mörtel-eigenschaften notwendig wird. Ferner sollte diskutiert werden, ob die Interaktion zwischen dem Anker, dem jungen und noch nicht ausgehärteten Mörtel sowie dem Gebirge berücksichtigt werden muss. Ein weiterer Diskussionspunkt ist die sinnvolle Anordnung von Ankern in

druckhaftem Gebirge. Einige Fragestellungen, die sich dazu ergeben, sind beispielsweise die Dichte der Systemankerung oder die Abmessungen der Anker. Eine weitere Fragestellung ist, ob eine Verkürzung der Ankerlänge nahe dem Stauchelement sinnvoll ist. Oder ob eine Realisierung eines SN-Ankers ohne Mörtelverbund im ersten Drittel der Länge genug Spielraum zur Aufnahme der Verformung ermöglicht.

Um diese Fragen in weiteren Arbeiten zu diskutieren ist es notwendig, Anker messtechnisch auszustatten und die Dehnungen über die Länge des Ankerstabes auszuwerten. Dabei interessieren sowohl die Anker in direkter Nähe zum Stauchelement als auch die weiter entfernten. In der Praxis werden unterhalb der Ankerplatten Stauchrohre angebracht, um den Ankern eine Nachgiebigkeit zu ermöglichen. Das Konzept basiert auf der Erfahrung von Tunnelvortrieben in druckhaftem Gebirge. Eine Untersuchung zum Zusammenhang zwischen der Stauchung der Ankerstauchrohre und der Stauchelemente kann erste Aufschlüsse über das kinematische Tragverhalten der nachgiebigen Spritzbetonschale liefern.

Die offenen Fragen zeigen, dass ein Schwerpunkt auf der Einbindung von Ankern in die Berechnungsmethoden sowie auf dem Einsatz von Ankern in der Praxis liegen sollte. Zur korrekten Berücksichtigung sind baubegleitende Messungen notwendig. Weiterhin würden diese zum Verständnis des Systemverhaltens eines nachgiebigen Ausbaus beitragen.

Berechnungsmethoden

Druckhaftes Gebirge ist geprägt durch Heterogenität und eine auffällige Gefügestruktur sowie durch die zur Verformung neigenden Gesteinsarten. In dieser Arbeit wird ein homogenes Baugrundmodell mit elasto-plastischem Materialverhalten gewählt, da nur wenige Informationen zu den Gesteins- und Gebirgseigenschaften vorlagen. Generell sollten mit detailliertem Kenntnisstand die weitergehenden Informationen zu Gefügestruktur, Porenwasserdrücken etc. bei der Modellierung berücksichtigt werden.

Höherwertige konstitutive Modelle, die das Kriechpotential des Gebirges berücksichtigen, sind für eine realistische und vergleichbare Beschreibung des mechanischen Gebirgsverhaltens in der Ausführungsplanung nur dann anwendbar, wenn ausreichende Informationen zu den geologischen und geotechnischen Eigenschaften des Gebirges vorliegen. Daher müssen die Messprogramme auf die geplanten Berechnungen abgestimmt sein, um die geforderten Eingabeparameter zu untersuchen. Dabei sind Variationsstudien zur Bewertung des Einflusses einzelner Parameter in einem iterativen Prozess mit der Vorauserkundung durchzuführen.

Abschließend wird für die baubegleitenden Berechnungen ein höherwertiges Materialmodell zur Berücksichtigung des Spritzbetons vorgeschlagen. Dazu existieren valide Ansätze, die in dieser Arbeit vorgestellt werden. Die Analyse der Festigkeitsentwicklung hat die größte Übereinstimmung mit dem SCDP-Modell nach Neuner et al. (2017a) bei modifiziertem κ -

Faktor gezeigt. Ein weiterer Schritt ist die Implementierung des Materialmodells in ein erweitertes numerisches 2D-Modell sowie in das vorgestellte 3D-Modell. So kann ein Vergleich mit den Ergebnissen aus der Berechnung mit einem linear-elastischen Materialverhalten erfolgen.

11 Literaturverzeichnis

- ACI Committee 209R-92 (1997): Prediction of Creep, Shrinkage, and Temperature Effects in Concrete Structures. American Concrete Institute (Hg.). Detroit.
- Alawieh, H. (2016): Druckprüfung an Stauchelementen. Unveröffentlichter Bericht. Institut für konstruktiven Ingenieurbau, Konstruktionsteilprüfung.
- Aldrian, W. (1991): Beitrag zum Materialverhalten von früh belastetem Spritzbeton. Ph.D. Thesis. Montanuniversität Leoben, Österreich.
- Anagnostou, G. (2009): Pore Pressure Effects in Tunneling through Squeezing Ground. In: Aedificatio Publishers (Hg.). Proc. of EURO: TUN 2009, 2nd International Conference on Computational Methods in Tunnelling. Bochum, Germany, 09-11. September. Ruhr-University Bochum, S. 361–368.
- Anagnostou, G.; Cantieni, L. (2007): Design and analysis of yielding support in squeezing ground. In: L. Ribeiro e Sousa, C. Olalla und N. F. Grossmann (Hg.), Vol. 2. The second half century of rock mechanics, 11th Congress of the ISRM. Lisbon, Portugal, 09-13. July. London: Taylor & Francis, S. 829–832.
- Anagnostou, G.; Ehrbar, H. (2013): Das Bauen unter Tage in der Schweiz und die Tunnelnormen. In: G. Anagnostou und H. Ehrbar (Hg.): Tunnelling Switzerland. Zürich: vdf Hochschulverlag AG, S. 10–41.
- Anagnostou, G.; Kovári, K. (1999): Tunnelbau in Störzonen. In: Löw & Wyss (Hg.): Vorerkundung und Prognose der Basistunnels. Rotterdam: Balkema, S. 369–380.
- Anagnostou, G.; Pimentel, E. (2012): Zu den Felsklassifikationen mit Indexwerten im Tunnelbau. In: *geotechnik* 35 (2), S. 83–93.
- Autobahnen- und Schnellstraßen-Finanzierungs-Aktiengesellschaft (ASFINAG) (2002): Interne Unterlagen 2. Röhre Tauerntunnel.
- Autobahnen- und Schnellstraßen-Finanzierungs-Aktiengesellschaft (ASFINAG) (2006): Interne Unterlagen 2. Röhre Tauerntunnel.
- Aydan, Ö.; Akagi, T.; Kawamoto, T. (1993): The Squeezing Potential of Rocks Around Tunnels; Theory and Prediction. In: *Rock Mechanics and Rock Engineering* 26 (2), S. 137–163.
- Barla, G. (2001): Tunnelling under squeezing rock conditions. In: D. Kolymbas (Hg.): Tunnelling mechanics, Eurosummer School. Innsbruck: Logos Verlag, S. 169–268.
- Barla, G. (2011): Beiträge zum Verständnis des zeitabhängigen Verhaltens von Tunneln unter hoher Überlagerung. In: *Geomechanik und Tunnelbau* 4 (3), S. 255–265.
- Barla, G. (2016): Challenges in the Understanding of TBM Excavation in Squeezing Conditions. 16th ISRM Online Lecture. Hg. v. International Society for Rock Mechanics. Online verfügbar unter <http://www.isrm.net/gca/?id=1276>, zuletzt geprüft am 27.04.2017.
- Barla, G.; Bonini, M.; Semeraro, M. (2011): Analysis of the behaviour of a yield-control support system in squeezing rock. In: *Tunnelling and Underground Space Technology* 26 (1), S. 146–154.
- Barla G.; Di Torino, P.; Rettighieri, M.; Fournier, C.; Fava, A.; Triclot, J. (2008): Saint Martin squeeze. In: *Tunnels & Tunnelling International* (May), S. 15–19.

- Barton, N.; Lien, R.; Lunde, J. (1974): Engineering Classification of Rock Masses for the Design of Tunnel Support. In: *Rock Mechanics* 6, S. 189–236.
- Baudendistel, M. (1974): Abschätzung der Seitendruckziffer λ und deren Einfluß auf den Tunnel. In: Leopold Müller-Salzburg (Hg.): *Felsmechanische Grundlagenforschung Standsicherheit von Böschungen und Hohlraumbauten in Fels*, Bd. 3. Wien: Springer-Verlag, S. 89–96.
- Bazant, Z. P.; Panula, L. (1978): Practical prediction of time-dependent deformations of concrete. Part II: Basic creep.
- Bazant, Z. P.; Prasannan, S. (1989): Solidification theory for concrete creep. I: Formulation. In: *Journal of Engineering Mechanics* 115 (8), S. 1691–1702.
- Bernecker, O.; Ries, S. (2012): 2D oder 3D? - Vergleichende Finite Elemente Berechnungen für komplexe Gründungssysteme. In: Technische Akademie Esslingen (Hg.). 8. Kolloquium Bauen in Boden und Fels. Ostfildern, Deutschland, 17-18. Januar 2012.
- Billig, B.; Gipperich, C.; Wulff, M.; Schaab, A. (2008): Ausbausysteme für den maschinellen Tunnelbau in druckhaftem Gebirge. In: Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. (DGG) (Hg.): *Taschenbuch für den Tunnelbau*. Essen: VGE Verlag GmbH, S. 223–263.
- Bjurström, S. (1974): Shear strength of hard rock jointed reinforced by grouted untensioned bolts. In: Proc. of the 3rd ISRM Congress. Denver, USA, S. 1194–1199.
- Blümel, M. (1996): Untersuchungen zum Tragverhalten vollvermörtelter Felsbolzen im druckhaften Gebirge. Ph.D. Thesis. Technische Universität, Graz, Österreich.
- Boidy, E. (2002): Modélisation numérique du comportement différé des cavités souterraines. Ph.D. Thesis. Université Joseph Fourier, Grenoble, France.
- Brandtner, M.; Lenz, G. (2017): Überprüfung des Systemverhaltens anhand eines numerischen Modells. In: *Geomechanik und Tunnelbau* 10 (4), S. 353–365.
- Brown, E. T.; Bray, J. W.; Ladanyi, B.; Hoek, E. (1983): Ground response curves for rock tunnels. In: *Journal of Geotechnical Engineering* 109 (1), S. 15–39.
- Brunar, G.; Powondra, F. (1985): Nachgiebiger Tübbingausbau mit Meypo-Stauchelementen. In: *Felsbau* 3 (4), S. 225–229.
- Budil, A.; Höllrigl, M.; Brötz, K. (2004): Strenger Tunnel - Gebirgsdruck und Ausbau. In: *Felsbau* 22 (1), S. 39–43.
- Bundesregierung (2009): Verordnung über die Honorare für Architekten- und Ingenieurleistungen (Honorarordnung für Architekten und Ingenieure - HOAI). In: *Bundesgesetzblatt Teil I Nr. 53*. Bonn: Bundesanzeiger Verlag, S. 2748–2749.
- Button, E.; Riedmüller, G.; Schubert, W.; Klima, K.; Medley, E. (2004): Tunnelling in tectonic melanges - accommodating the impacts of geomechanical complexities and anisotropic rock mass fabrics. In: *Bulletin of Engineering Geology and the Environment* 63 (2), S. 109–117.
- Cantieni, L. (2011): Spatial effects in tunnelling through squeezing ground. Ph.D. Thesis. ETH, Zurich, Switzerland.
- Cantieni, L.; Anagnostou, G. (2009a): The interaction between yielding supports and squeezing ground. In: *Tunnelling and Underground Space Technology* 24 (3), S. 309–322.

-
- Cantieni, L., Anagnostou, G. (2009b): Response by the Authors to C.C. Li's discussion of the paper "The interaction between yielding supports and squeezing ground". In: *Tunnelling and Underground Space Technology* 24 (6), S. 741–743.
- Cantieni, L.; Anagnostou, G. (2009c): The Effect of the Stress Path on Squeezing Behavior in Tunneling. In: *Rock Mechanics and Rock Engineering* 42 (2), S. 289–318.
- Cantieni, L.; Anagnostou, G. (2008): The effect of the stress path on the interaction between yielding supports and squeezing ground. In: ETH Zürich (Hg.). Proc. of the 19th European Young Geotechnical Engineers` Conference, 03-05. September. Győr, Hungary.
- Carranza-Torres, C. (2004): Elasto-plastic solution of tunnel problems using the generalized form of the hoek-brown failure criterion. In: *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 41, S. 629–639.
- Carranza-Torres, C.; Fairhurst, C. (1999): The elasto-plastic response of underground excavations in rock masses that satisfy the Hoek–Brown failure criterion. In: *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 36 (6), S. 777–809.
- Carranza-Torres, C.; Fairhurst, C. (2000): Application of the Convergence-Confinement method of tunnel design to rock masses that satisfy the Hoek-Brown failure criterion. In: *Tunnelling and Underground Space Technology* 15 (2), S. 187–213.
- CEB Bulletin (1991): CEB-FIP Model Code 1990. 203-205. Comité Euro-International du Béton (Hg.). Lausanne, Switzerland.
- Chern, J. C.; Yu, C. W.; Kao, H. C. (1998): Tunneling in squeezing ground. In: Proc. of Fourth International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering. St. Louis, Missouri, 09-12. March. University of Missouri-Rolla, S. 793–796.
- Classen, J. (2011): Bautechnische Bewältigung geologischer Problemzonen mittels TBM am Gotthard-Basistunnel (Lucomagno/Piora/Tenelin). In: STUVA (Hg.): Forschung + Praxis, Bd. 44. Berlin, Deutschland. Gütersloh: Bauverlag, S. 111–116.
- Corbetta, F.; Bernaud, D.; Nguyen-Minh, D. (1991): Contribution a la method Convergence-Confinement par le principe de la similitude. In: *Revue Francaise de Geotechnique* 54, S. 5–11.
- Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. (DGG) (Hg.) (2014): Empfehlungen des Arbeitskreises Numerik in der Geotechnik - EANG. Berlin: Ernst & Sohn.
- DIN EN 1992-1-1:2011-01: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau. Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004 + AC:2010.
- DIN EN 12390-3:2009-07: Prüfung von Festbeton - Teil 3: Druckfestigkeit von Probekörpern; Deutsche Fassung EN 12390-3:2009.
- DIN EN 12390-6:2010-09: Prüfung von Festbeton - Teil 6: Spaltzugfestigkeit von Probekörpern; Deutsche Fassung EN 12390-6:2009.
- DIN EN 12390-13:2014-06: Prüfung von Festbeton-Teil 13: Bestimmung des Elastizitätsmoduls unter Druckbelastung (Sekantenmodul); Deutsche Fassung EN 12390-13:2013.
- DIN EN 14488-2:2006-09: Prüfung von Spritzbeton - Teil 2: Druckfestigkeit von jungem Spritzbeton; Deutsche Fassung EN 14488-2:2006.
-

-
- DIN EN 14487-1:2006-03: Spritzbeton - Teil 1: Begriffe, Festlegungen und Konformität; Deutsche Fassung EN 14487-1:2005.
- DIN EN 14487-2:2007-01: Spritzbeton - Teil 2: Ausführung; Deutsche Fassung EN 14487-2:2006.
- DSI Underground Austria GmbH (Hg.) (2012): Ausbausysteme für den Tunnelbau und Bergbau.
- Duncan Farma, M. E. (1993): Numerical Modelling of Yield Zones in Weak Rocks. In: J. A. Hudson (Hg.): *Comprehensive Rock Engineering*. Oxford: Pergamon (2), S. 49–75.
- Eberhardt, E. (2012): The Hoek–Brown Failure Criterion. In: *Rock Mechanics and Rock Engineering* 45 (6), S. 981–988.
- Eckle-Kohler, J.; Kohler, M. (2017): Eine Einführung in die Statistik und ihre Anwendungen. 3. Aufl. Berlin: Springer-Verlag.
- Egger, P. (1973): Einfluß des Post-Failure-Verhaltens von Fels auf den Tunnelbau unter besonderer Berücksichtigung des Ankerbaus. Heft 57. Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik. Universität, Karlsruhe, Deutschland.
- Farmer, T. (1983): *Engineering Behaviour of Rocks*. London: Chapman and Hall.
- Feder, G.; Arwanitakis, M. (1976): Zur Gebirgsmechanik ausbruchnaher Bereiche tiefliegender Hohlraumbauten. In: *Berg- und Hüttenmännische Monatshefte* 121 (4), S. 103–117.
- Fenner, R. (1938): Untersuchungen zur Erkenntnis des Gebirgsdruck. Ph.D. Thesis. Technische Hochschule, Breslau, Polen.
- Fischnaller, G. (1992): Untersuchungen zum Verformungsverhalten von Jungem Spritzbeton im Tunnelbau - Grundlagen und Versuche. Diplomarbeit. Universität Innsbruck, Österreich.
- Fjaer, E.; Holt, R. M.; Horsrud, P.; Raaen, A. M.; Risnes, R. (2008): *Petroleum Related Rock Mechanics, Volume 53, 2nd Edition*.
- Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV) (Hg.): Arbeitsanleitung zur Bestimmung des Steifigkeits- und Ermüdungsverhaltens von Asphalten mit dem Spaltzug-Schwellversuch als Eingangsgröße in die Dimensionierung. AL SP-Asphalt 09. Köln: FGSV Verlag.
- Friedr. Ischebeck GmbH (2004): Gleitanker am 04.10.2004. Anmeldenr: 04104841.4. Veröffentlichungsnr: EP 1533471 A1.
- Galler, R.; Gschwandtner, G. G.; Doucet, C. (2011): Roofex® bolt and its application in tunnelling by dealing with high stress ground conditions. In: ITA-AITES World Tunnel Congress. Helsinki, Finland.
- Galler, R.; Pittino, G.; Bonin, K.; Bezler, J. (2009): Modifizierter Spritzbeton - Grossmassstäbliche Versuche und Anwendungen. In: W. Kusterle (Hg.). *Spritzbeton-Tagung*. Alpbach, Tirol, 15-16. Januar, S. 1–16.
- Gaulhofer, H.; Schwaiger, S.; Podjadtke, R. (2008): Stauchelement mit Widerstandsverstärkung. In: *Tunnel* (8), S. 40–43.
- Gawin, D.; Pesavento, F.; Schrefler, B. A. (2006): Hygro-thermo-chemo-mechanical modelling of concrete at early ages and beyond. Part I. Hydration and hygro-thermal phenomena. In: *International Journal for Numerical Methods in Engineering* 67 (3), S. 299–331.
-

-
- Gebhardi, A. (2011): Einsatz von Stauchelementen im Tauerntunnel. Steigra, Deutschland, 11.02.2011. persönliche Mitteilung.
- Gebhardi, A. (2017): Wirkungsweise der nachgiebigen Außenschale unter druckhaften Gebirgsbedingungen. Kirchheim, Deutschland, 20.01.2017. persönliche Mitteilung.
- Gesta, P. et al.: Tunnel Support and Lining. AFTES Group de Travail 2001.
- Gioda, G.; Cividini, A. (1996): Numerical Methods for the Analysis of Tunnel Performance in Squeezing Rocks. In: *Rock Mechanics and Rock Engineering* 29 (4), S. 171–193.
- Goel, R. K.; Jethwa, J. L.; Paithankar, A. G. (1995): Tunnelling through the young Himalayas — A case history of the Maneri-Uttarkashi power tunnel. In: *Engineering Geology* 39 (1-2), S. 31–44.
- Golser, J.; Rabensteiner, K.; Sigl, O.; Aldrian, W.; Wedenig, H.; Brandl, J.; Maier, C. (1991): Materialgesetz für Spritzbeton. Technischer Bericht, Straßenforschung FV 696. Federal Ministry for Buildings and Technology: Vienna, Austria.
- Goricki, A.; Button, E. A.; Schubert, W.; Pötsch, M. (2005): The influence of Discontinuity Orientation on the Behaviour of Tunnels. In: *Felsbau* 23 (5), S. 12–18.
- Gräber, P.-W. (2010): Systemanalyse in der Wasserwirtschaft. Aufgaben und Lösungen. Technische Universität, Dresden, Deutschland.
- Grassl, P.; Jirasek, M. (2006): Damage-plastic model for concrete failure. In: *International Journal of Solids and Structures* 43 (22-23), S. 7166–7196.
- Groll, N.; Dreyszas, T.; Kahl, H. (2014): Endlagerbergwerk Konrad - Modernisierung der Schachtförderanlagen und Auffahrung angeschlossener schachtnaher Grubenräume. In: *Thyssen Mining Report*, S. 61–66.
- Grübl, P.; Weigler, H.; Karl, S. (2001): Beton. Arten, Herstellung und Eigenschaften. 2. Aufl. Berlin: Ernst & Sohn.
- Gschwandtner, G. G.; Galler, R. (2012): Input to the application of the convergence confinement method with time-dependent material behaviour of the support. In: *Tunnelling and Underground Space Technology* 27 (1), S. 13–22.
- Hammer, A.-L.; Hasanpour, R.; Hoffmann, C.; Thewes, M. (2018): Numerical analysis of interaction behavior of yielding supports in squeezing ground. In: 9th European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering. Porto, Portugal, 25-27. June.
- Hammer, A.-L.; Thewes, M. (2018): Integration of yielding elements in various computational methods for calculations in different planning and construction phases. In: ITA-AITES World Tunnel Congress. Dubai, United Arab Emirates, 21-26. April.
- Hasanpour, R. (2013): Evaluation of Applicability of Double Shield Tunnel Boring Machines (DS-TBM) in Potentially Squeezing Grounds. Ph.D. Thesis. Hacettepe University, Ankara, Turkey.
- Hasanpour, R.; Hammer, A.-L.; Thewes, M. (2018): Analysis of multilateral interaction between shotcrete, yielding support and squeezing ground by means of two different numerical methods. In: ITA-AITES World Tunnel Congress. Dubai, United Arab Emirates, 21-26. April.
-

- Hellmich, C. (1999): Shotcrete as a part of the New Austrian tunneling method: from thermochemomechanical material modeling to structural analysis and safety assessment of tunnels. Ph.D. Thesis. University of Technology, Wien, Austria.
- Hilti (2011): Prüfung der Frühfestigkeit von Spritzbeton mittels Setzbolzenverfahren Hilti DX 450-SCT. Bedienungsanleitung.
- Hoek, E. (1998): Tunnel support in weak rock. In: Proc. of the Symposium of Sedimentary Rock Engineering. ISRM Regional Symposium. Taipei, Taiwan, 20-22. November, S. 281–292.
- Hoek, E. (1999): Support for very weak rock associated with faults and shear zones. In: Proc. Int. Symposium on Rock Support and Reinforcement Practice in Mining. Kalgoorlie, Australia, 14-19. March.
- Hoek, E. (2001): Big tunnels in bad rock, 2000 Terzaghi lecture. In: *ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 127 (9), S. 726–740.
- Hoek, E. (2007): Practical Rock Engineering. Online verfügbar unter <https://www.rocsience.com/documents/hoek/corner/Practical-Rock-Engineering-Full-Text.pdf>, zuletzt geprüft am 27.04.2017.
- Hoek, E.; Carranza-Torres, C.; Corkum, B. (2002): Hoek-Brown failure criterion-2002 Edition. In: Proc. of the 5th North American Rock Mechanics Symposium and the 17th Tunneling Association of Canada Conference: NARMS-TAC 2002. Toronto, Canada, 07-10. July, S. 267–273.
- Hoek, E.; Marinos, P. (2000): Predicting tunnel squeezing problems in weak heterogeneous rock masses. In: *Tunnels & Tunneling International*, S. 1–20.
- Höfler, J.; Schlumpf, J.; Jahn, M. (2012): Sika Spritzbeton Handbuch (4).
- Huber, G.; Westermayr, H.; Alber, O. (2005): Einfluss der Gefügeorientierung am Strenger Tunnel. In: *Felsbau* 23 (5), S. 20–24.
- Huber, H. G. (1991): Untersuchungen zum Verformungsverhalten von Jungem Spritzbeton im Tunnelbau. Diplomarbeit. Universität Innsbruck, Österreich.
- Hyett, A. J.; Bawden, W. F.; Reichert, R. D. (1992): The effect of rock mass confinement on the bond strength of fully grouted cable bolts. In: *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts* 29 (5), S. 503-524.
- International Tunneling and Underground Space Association/Association Internationale des Tunnels et de l'Espace Souterrain (ITA/AITES) (Hg.) (2016): Recommendations on the development process for Mined Tunnels. Working Group 14, Working Group 19. ITA-Report N°17.
- Ito, F.; Nakahara, F.; Kawano, R.; Kang, S.; Obara, Y. (2001): Visualization of failure in a pull-out test of cable bolts using X-ray CT. In: *Construction and Building Materials* 15 (5-6), S. 263–270.
- Japan Society of Civil Engineers (JSCE) (1999): Japan Concrete Specification.
- Jethwa, J. L.; Singh, B.; Singh, B. (1984): Estimation of ultimate rock pressure for tunnel linings under squeezing rock conditions-a new approach. In: E. T. Brown und J. A. Hudson (Hg.). Proc. of the ISRM Symposium on Design and Performance of Underground Excavations. Cambridge, UK, 09-04. September, S. 231–238.
-

- John, M. (1980): Construction of the Arlberg Expressway Tunnel tube -3. In: *Tunnels & Tunneling* (5), S. 45-50.
- John, M.; Benedikt, J. (1994): Lösung schwieriger Planungsaufgaben für den Inntaltunnel. In: *Felsbau* 12 (2), S. 77–86.
- John, M.; Mattle, B. (2007): Auswirkungen stark druckhafter Gebirgsverhältnisse auf den TBM-Vortrieb. In: *Felsbaumagazin* 25 (6), S. 14–21.
- John, M.; Poscher, G. (2004): Primärspannungen: Zurecht oder zu Unrecht ein Stiefkind der Felsmechanik. In: 2nd Colloquium "Rock Mechanics-Theory and Practice". Wien, Österreich, 04-05. Mai. Institut für Ingenieurgeologie, S. 23–38.
- John, M.; Spöndlin, D.; Mattle, B. (2004): Lösung schwieriger Planungsaufgaben für den Strenger Tunnel. In: *Felsbau* 22 (1), S. 18–24.
- Kainrath-Reumayer, S.; Dolsak, W. (2008): Gebirgsanker im Berg- und Tunnelbau. In: *Berg- und Hüttenmännische Monatshefte* 153 (10), S. 397–404.
- Kainrath-Reumayer, S.; Gschwandtner, G.; Galler, R. (2009): The convergence confinement method as an aid in the design of deep tunnels. In: *Geomechanik und Tunnelbau* 2 (5), S. 553–560.
- Kainrath-Reumayer, S.; Neugebauer, E.; Charette, F.; Plouffe, M.; Galler, R. (2008): Ankerung im Untertagebau - Entwicklungen in Theorie und Praxis. In: *Geomechanik und Tunnelbau* 1 (5), S. 345–351.
- Kastner, H. (1971): Statik des Tunnel- und Stollenbaues auf der Grundlage geomechanischer Erkenntnisse. Berlin: Springer-Verlag.
- Kern, E.; Wind, H. (1985): Erprobung von Spritzbetontechniken und ihr Einfluß auf den Baufortschritt bei zwei Tunneln der DB-Neubaustrecke Hannover-Würzburg. In: STUVA (Hg.): Forschung + Praxis, Bd. 30. Hannover, Deutschland. Düsseldorf: AlbaVerlag.
- Kilic, A.; Yasar, E.; Atis, C. D. (2003): Effect of bar shape on the pull-out capacity of fully-grouted rockbolts. In: *Tunnelling and Underground Space Technology* 18 (1), S. 1–6.
- Kirsten, J. (2015): Rezepturenentwicklung der vergangenen Jahre für Spritzbetone im alpinen Tunnelbau, 17.12.2015. Telefonat.
- Kitagawa, T.; Kumeta, T.; Ichizyo, T.; Soga, S.; Sato, M.; Yasukawa, M. (1991): Application of Convergence Confinement Analysis to the Study of Preceding Displacement of a Squeezing Rock Tunnel. In: *Rock Mechanics and Rock Engineering* 24 (1), S. 31–51.
- Kovári, K. (1998): Tunnelbau in druckhaftem Gebirge. In: *Tunnel* 98 (5), S. 12-31.
- Kovári, K. (2002): Geschichte der Spritzbetonbauweise, Teil I. In: *Tunnel* 1, 14–24.
- Kovári, K. (2005): Method and device for stabilizing a cavity excavated in underground construction. US Patent Appl. 20050191138.
- Kovári, K. (2009): Design Methods with Yielding Support in Squeezing and Swelling Rocks. In: Kocsonya P. (Hg.): Safe Tunneling for the City and for the Environment. ITA-AITES World Tunnel Congress. Budapest, Hungary, 23-28. May.
- Kovári, K.; Amberg, F.; Ehrbar, H. (1999): Tunnelbau in druckhaftem Gebirge - Eine Herausforderung für die neue Alpentransversalen. X. Kolloquium für Bauverfahrenstechnik. Bochum, Deutschland.

- Kovári, K.; Ehrbar, H. (2008): Gotthard Basistunnel, Teilabschnitt Sedrun - Die druckhaften Strecken im TzM Nord - Projektierung und Realisierung. In: Fachtagung für Untertagebau. Luzern, Schweiz. Swiss Tunnel Congress, S. 39–47.
- Kovári, K.; Staus, J. (1996): Tunnelbau in druckhaftem Gebirge, Falldarstellungen, Forschungsbericht AlpTransit Gotthard und Lötschberg. ETH, Zürich, Schweiz. Institut für Geotechnik.
- Kronthaler, F. (2016): Statistik angewandt. Datenanalyse ist (k)eine Kunst mit dem R Commander. Berlin: Springer-Verlag.
- Labuz, J. F.; Zang, A. (2012): Mohr–Coulomb Failure Criterion. In: *Rock Mechanics and Rock Engineering* 45 (6), S. 975–979.
- Lackner, R.; Mang, H. A. (2003): Cracking in shotcrete tunnel shells. In: *Engineering Fracture Mechanics* 70, S. 1047–1068.
- Ladanyi, B. (1974): Use of the long-term strength concept in the determination of ground pressure on tunnel linings. In: Proc. of the 3rd ISRM Congress. Denver, USA, S. 1150–1156.
- Li, C. C. (2009): Discussion of the paper “The interaction between yielding supports and squeezing ground” by L. Cantieni and G. Anagnostou. In: *Tunnelling and Underground Space Technology* 24 (6), S. 739–740.
- Likar, J.; Marolt, T.; Likar, A. (2013): Adequacy of the yielding elements selection for underground construction in high squeezing grounds. In: Proc. of the 12th international conference underground construction Prague. Prague, Czech Republic, 22-24. April.
- Von der Lippe, P.: Deskriptive Statistik. Formeln, Aufgaben, Klausurtraining: Oldenbourg.
- Lombardi, G. (1971): Zur Bemessung der Tunnelauskleidung mit Berücksichtigung des Bauvorganges. In: *Schweizerische Bauzeitung* 89 (32), S. 793–801.
- Löw, S. (1998): Geologische Problemzonen und Störungen im Gebirgstunnelbau. In: Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein (SIA) (Hg.): Überwindung von geologisch bedingten kritischen Ereignissen im Tunnelbau. Fachgruppe für Untertagebau. Zürich, Schweiz, 28. Mai, S. 7–17.
- Macht, J. (2002): Hybrid analysis of Shotcrete tunnel linings: Assessment and online monitoring of the level of loading. Ph.D. Thesis. University of Technology, Vienna, Austria.
- Maidl, B. (1992): Handbuch für Spritzbeton. Berlin: Ernst & Sohn.
- Maidl, B., Thewes, M., Maidl, U. (2013): Handbook of Tunnel Engineering I. Structures and Methods. Berlin: Ernst & Sohn.
- Malárics, V.: Ermittlung der Betonzugfestigkeit aus dem Spaltzugversuch an zylindrischen Betonproben. Ph.D. Thesis. Karlsruher Reihe Massivbau, Baustofftechnologie, Materialprüfung. Heft 69. Karlsruhe: KIT Scientific Publishing.
- Melbye, T. A. (2005): Sprayed concrete for rock support. UGC International. Degussa, Zurich, 2005.
- Meschke, G.; Kropik, C.; Mang, H. A. (1996): Numerical analyses of tunnel linings by means of a viscoplastic material model for shotcrete. In: *International Journal for Numerical Methods in Engineering* 39, S. 3145–3162.
-

- Missal, C.; Stahlmann, J.; Rochnert, M.; Hahn, P. (2013): Underground Infrastructure Rooms in Squeezing Rock - Geotechnical Conditions in the Konrad Mine during the Conversion to a Repository for Radioactive Waste. In: American Rock Mechanics Association (Hg.). 47th U.S. Rock Mechanics/Geomechanics Symposium. San Francisco, California, S. 1062–1068.
- Mödlhammer, H. (2008): Spritzbeton in situ Versuche. Bachelorarbeit. Montanuniversität, Loeben, Österreich. Lehrstuhl für Subsurface Engineering.
- Montanuniversität Loeben (2006): Ermittlung der rheologischen Parameter für Spritzbetonproben aus dem Koralmtunnel. Lehrstuhl für Geomechanik, Tunnelbau und konstruktiven Tiefbau.
- Moritz, B. (1999): Ductile Support System for Tunnels in Squeezing Rock. Heft 5. Ph.D. Thesis. University of Technology, Graz, Austria.
- Moritz, B. (2011): Stauchelemente - Anforderungen, Überblick und Vergleich. In: *Geomechanik und Tunnelbau* 4 (3), S. 221–236.
- Müller, M. (2001): Kriechversuche an jungen Spritzbetonen zur Ermittlung der Parameter für Materialgesetze. Diplomarbeit. Montanuniversität, Loeben, Österreich.
- Neuner, M.; Gamnitzer, P.; Hofstetter, G. (2017a): An Extended Damage Plasticity Model for Shotcrete: Formulation and Comparison with Other Shotcrete Models. In: *Materials* 10 (82).
- Neuner, M.; Cordes, T.; Drexel, M.; Hofstetter, G. (2017b): Time-Dependent Material Properties of Shotcrete. Experimental and Numerical Study. In: *Materials* 10 (9).
- Neville, A. M. (1958): The influence of cement on creep of concrete and mortar. In: *PCI Journal* 2 (1), S. 12–18.
- Oluokun, F. A.; Burdette, E. G.; Deatherage, J. H. (1991): Splitting Tensile Strength and Compressive Strength Relationships at Early Ages. In: *ACI Materials Journal* 88 (2), S. 115–121.
- Opolony, K.; Einck H.-B.; Thewes, M. (2011): Testing of yielding elements for ductile support. In: ITA-AITES World Tunnel Congress. Helsinki, Finland.
- Oreste, P. (2008): Distinct analysis of fully grouted bolts around a circular tunnel considering the congruence of displacements between the bar and the rock. In: *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 45 (7), S. 1052–1067.
- Oreste, P. (2009): The Convergence-Confinement Method: Roles and Limits in Modern Geomechanical Tunnel Design. In: *American Journal of Applied Sciences* 6 (4), S. 757–771.
- Oreste, P. P. (2003): A Procedure for Determining the Reaction Curve of Shotcrete Lining Considering Transient Conditions. In: *Rock Mechanics and Rock Engineering* 36 (3), S. 209–236.
- Österreichische Vereinigung für Beton- und Bautechnik (ÖVBB) (2004): Richtlinie Spritzbeton.
- Pacher, F.: Deformationsmessungen im Versuchsstollen als Mittel zur Erforschung des Gebirgsverhaltens und zur Bemessung des Ausbaus. In: *Felsmechanik und Ingenieurgeologie, Supplementum I*. Wien: Springer-Verlag, S. 149–161.
-

-
- Panet, M.; Guenot, A. (1982): Analysis of convergence behind the face of a tunnel. In: Proc. of the Congress Tunnelling '82. Brighton, England, 07-11. June. The Institution of Mining and Metallurgy, S. 197-204.
- Panet, M. et al. (2001): Recommendations on the convergence-confinement method. AFTES Report, Version 1.
- Pilgerstorfer, T. (2008): Prediction of displacement development using closed form solutions. Ph.D. Thesis. University of Technology, Graz, Austria.
- Pilgerstorfer, T.; Radoncic, N. (2009): Vorhersage der räumlichen Verschiebungsentwicklung. In: *Geomechanik und Tunnelbau* 2 (3), S. 250–259.
- Pilgerstorfer, T.; Radoncic, N.; Moritz, B.; Goricki, A. (2011): Auswertung und Interpretation der Messdaten aus dem Versuchsstollen EKT Paierdorf. In: *Geomechanik und Tunnelbau* 4 (5), S. 423–434.
- Podjadtke, R. (1998): Tragfähigkeit und Einspritzbarkeit des Sternprofils im Vergleich zu anderen Ausbauprofilen. In: *Tunnel* 98 (5), S. 46–51.
- Podjadtke, R. (2009): Entwicklung und Einsatz von stählernen Stauchelementen - Das System WABE im modernen Tunnelbau. In: *Felsbaumagazin* (2), S. 84–89.
- Podjadtke, R.; Weidig, G. (2010): Verstellbarer nachgiebiger Tübbingausbau. In: *Tunnel* 7, S. 37–42.
- Podjadtke, R.; Witthaus, H.; Bartel, R. (2008): Entwicklungen im stählernen Streckenausbau - eine Erfolgsstory. In: *Glückauf* 144 (7/8), S. 336–346.
- Poisel, A.; Weigl, J.; Schachinger, T.; Vanek, R.; Nipitsch, G. (2017): Semmering Base Tunnel - Excavation of the emergency station in complex ground conditions. In: *Geomechanik und Tunnelbau* 10 (5), S. 458–466.
- Poisel, R. (1981): Ein Beitrag zur Wirkungsweise von Systemankerungen bei tiefliegenden Gebirgshohlraumbauten. In: *Rock Mechanics* 11, S. 173–186.
- Porr (2007-2009): Interne Unterlagen 2. Röhre Tauerntunnel.
- Pöttler, R. (1997a): Über die Wirkungsweise einer geschlitzten Spritzbetonschale. In: *Felsbau* 15 (6), S. 422–429.
- Pöttler, R. (1997b): Große Verformungen - Der nachgiebige Ausbau. In: *Glückauf* 133 (3), S. 85–91.
- Prinz, H.; Strauß, R. (2011): Ingenieurgeologie. 5. Aufl. Heidelberg: Spektrum Akademischer Verlag.
- Rabcewicz, L. v. (1944): Gebirgsdruck und Tunnelbau. Wien: Springer-Verlag.
- Rabcewicz, L. v. (1957): Die Ankerung im Tunnelbau ersetzt bisher gebräuchliche Einbaumethoden. In: *Schweizerische Bauzeitung* 75 (9), S. 123-131.
- Rabcewicz, L. v. (1972): Protokoll der Baubesprechung Tauerntunnel 1. Interne Unterlage. Flachau, Österreich (27.04.1972).
- Rabcewicz, L. v.; Hackl, E. (1975): Die Bedeutung der Messung im Hohlraumbau Teil III. In: *Der Bauingenieur* 50 (10), S. 369-379.
- Radoncic, N. (2011): Tunnel design and prediction of system behaviour in weak ground. Ph.D. Thesis. University of Technology, Graz, Austria.
-

-
- Radoncic, N.; Schubert, W. (2011): Neues Verfahren zur Vorbemessung eines duktilen Ausbaus. In: *Geomechanik und Tunnelbau* 4 (3), S. 195–210.
- Radoncic, N.; Schubert, W.; Moritz, B. (2009): Zur Auslegung diktiler Ausbauten. In: *Geomechanik und Tunnelbau* 2 (5), S. 561–577.
- Rokahr, R. B.; Lux, K. H. (1987): Einfluss des rheologischen Verhaltens des Spritzbetons auf den Ausbauwiderstand. In: *Felsbau* 5 (1), S. 11–18.
- Saiang, D.; Malmgren, L.; Nordlund, E. (2005): Laboratory Tests on Shotcrete-Rock Joints in Direct Shear, Tension and Compression. In: *Rock Mechanics and Rock Engineering* 38 (4), S. 275–297.
- Salencon, J. (1969): Contraction quasi-statique d'une cavité à symétrie sphérique ou cylindrique dans un milieu elastoplastique. In: *Annales des Ponts et Chaussées* 139 (4), S. 231–236.
- Saurer, E.; Marcher, T.; Schädlich, B.; Schweiger, H. (2014): Validierung eines neuen Stoffgesetzes für Spritzbeton mittels Ergebnissen eines ausgeführten Tunnelprojekts. In: *Geomechanik und Tunnelbau* 7 (4), S. 353–361.
- Schädlich, B.; Schweiger, H. F. (2014): A new constitutive model for shotcrete. In: Proc. of the 8th European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering. Delf, The Netherlands, 18-20. June. London: Taylor & Francis, S. 103–108.
- Schneider, A. H. (2002): Sicherheit gegen Niederbruch im Untertagebau. Ph.D. Thesis. ETH, Zürich, Schweiz.
- Schneider, E.; Spiegl, M. (2015): Nachgiebiger Ausbau für druckhaftes Gebirge. In: Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. (DGG) (Hg.): Taschenbuch für den Tunnelbau. Berlin: Ernst & Sohn, S. 230-256.
- Schön, J. H. (2011): Physical properties of rocks. Handbook of petroleum exploration and production, Volume 8. Amsterdam: Elsevier.
- Schreppers, G.-J. (2011): Embedded Reinforcements. TNO DIANA, Netherland.
- Schröer, M. (2016): Entwicklung eines MATLAB-Berechnungstools zur Gegenüberstellung analytischer Ansätze des Kennlinienverfahrens. Masterarbeit. Ruhr-Universität Bochum, Deutschland.
- Schubert, P. (1984): Das Tragvermögen des mörtelversetzten Ankers unter aufgezwungener Kluftverschiebung. Ph.D. Thesis. Montanuniversität Leoben, Österreich.
- Schubert, P.; Marinko, T. (1989): Vortrieb des Karawankentunnels im tektonisch stark beanspruchten Südabschnitt. In: *Felsbau* 7 (2), S. 65-68.
- Schubert, W. (1993): Erfahrungen bei der Durchörterung einer Großstörung im Inntaltunnel. In: *Felsbau* 11 (6), S. 287-290.
- Schubert, W. (1996): Dealing with squeezing conditions in Alpine tunnels. In: *Rock Mechanics and Rock Engineering* 29 (3), S. 145–153.
- Schubert, W. (2011): Erfahrungen beim Bau von Tunneln in schlechtem Baugrund. In: *Geomechanik und Tunnelbau* 4 (3), S. 211–220.
- Schubert, W. (2016): Tunnelling in Fault Zones-Problems and Solutions. In: *Tunnel* 25 (3), S. 49–56.
-

- Schubert, W.; Blümel, M.; Staudacher, R.; Brunnegger, S. (2017): Aspekte des Ausbaus von Tunneln in Störzonen. In: *Geomechanik und Tunnelbau* 10 (4), S. 342–352.
- Schubert, W.; Radoncic, N. (2014): New yielding elements: layout, performance and aspects of lining design. In: A. Negro, M. O. Cecilio Jr. und W. Bilfinger (Hg.): *Tunnels for a better life*. Brazil. World Tunnel Congress.
- Schubert, W.; Riedmüller, G. (1995): Geotechnische Nachlese eines Verbruches - Erkenntnisse und Impulse. In: S. Semprich (Hg.): *Innovationen der Geotechnik*. Proc. 10. Christian-Veder-Kolloquium. Graz, Österreich, 20-21. April. Institut für Bodenmechanik und Grundbau TU-Graz. Mitteilungsheft 13, S. 59-68.
- Schubert, W.; Steindorfer, A.; Button, E. A. (2002): Displacement Monitoring in Tunnels - an Overview. In: *Felsbau* 20 (2), S. 7–15.
- Seeber, G. et al. (1980): Bemessungsverfahren für die Sicherungsmaßnahmen und die Auskleidung von Straßentunneln bei Anwendung der neuen österreichischen Tunnelbauweise. Heft 133. Hg. v. Bundesministerium für Bauten und Technik, Straßenforschung.
- Sezaki, M.; Kibe, T.; Ichikawa, Y.; Kawamoto, T. (1989): An Experimental Study on the Mechanical Properties of Shotcrete. In: *Journal of the Society of Materials Science* 38 (434), S. 1336–1340.
- Singh, B.; Goel, R. K.; Jethwa, J. L.; Dube, A. K. (1997): Support pressure assessment in arched underground openings through poor rock masses. In: *Engineering Geology* 48 (1-2), S. 59–81.
- Singh, B.; Jethwa, J. L.; Dube, A. K.; Singh, B. (1992): Correlation between Observed Support Pressure and Rock Mass Quality. In: *Tunnelling and Underground Space Technology* 7 (1), S. 59–74.
- Sitzwohl, M. (2011): Optimierung der Lining Stress Controller durch zementgebundene poröse Füllung. Masterarbeit. Technische Universität, Graz, Österreich.
- Solexperts AG (2017): hiDCon® – Elemente im Tunnelbau. Online verfügbar unter http://www.solexperts.com/images/PDF_DEUTSCH/02_geot_DE/de_18_geo_hidcon_beton_v1.pdf, zuletzt geprüft am 10.08.2017.
- Solexperts AG (2018): hiDCon-Balkenelemente. Online verfügbar unter http://www.hidcon.ch/index.php?option=com_content&view=article&id=49&Itemid=&lang=de, zuletzt geprüft am 16.04.2018.
- Spang K. (1988): Beitrag zur rechnerischen Berücksichtigung vollvermörtelter Anker bei der Sicherung von Felsbauwerken in geschichtetem oder geklüftetem Gebirge. Ph.D. Thesis. Universität, Lausanne, Schweiz.
- Srivastava, L. P.; Singh, M. (2015): Effect of Fully Grouted Passive Bolts on Joint Shear Strength Parameters in a Blocky Mass. In: *Rock Mechanics and Rock Engineering* 48 (3), S. 1197–1206.
- Stahlmann, J.; Missal, C.; Hahn, P.; Edel, T. (2014): Geotechnische Bedingungen in der Schachanlage Konrad - Auffahrung von Strecken und Kammern in druckhaftem Gebirge. In: *geotechnik* 37 (2), S. 129–137.
-

-
- Steindorfer, A. (1998): Short Term Prediction of Rock Mass Behaviour in Tunnelling by Advanced Analysis of Displacement Monitoring Data. Heft 1. Ph.D. Thesis. University of Technology, Graz, Austria.
- Stillborg, B. (1984): Experimental investigation of steel cables for rock reinforcement in hard rock. Ph.D. Thesis. University of Lulea, Sweden.
- Stolz, M.; Steiner, P. (2010): Der Einsatz von hochdeformierbaren Betonelementen beim Tunnelbau in druckhaften und quellfähigen Gebirgsverhältnissen. In: Technische Akademie Esslingen (Hg.). 7. Kolloquium, Bauen in Boden und Fels. Stuttgart, Deutschland, 26-27. Januar, S. 1–5.
- Sulem, J.; Panet, M.; Guenot, A. (1987): Closure Analysis in Deep Tunnels. In: *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts* 24 (6), S. 145–154.
- SZ Schacht- und Streckenausbau GmbH (2016): Konstruktionszeichnung Stauchelement Tunnel Granitztal. Interne Unterlage.
- Theiner, Y.; Drexel, M.; Neuner, M.; Hofstetter, G. (2017): Comprehensive study of concrete creep, shrinkage, and water content evolution under sealed and drying conditions. In: *Strain* 53 (2).
- Thewes, M. (2009): Bestimmung des Last-Verformungsverhaltens von Stauchelementen. Ruhr-Universität Bochum, Lehrstuhl für Tunnelbau, Leitungsbau und Baubetrieb.
- Thomas, A. (2009): *Sprayed Concrete Lined Tunnels*. New York: Taylor & Francis.
- TNO DIANA (Hg.) (2014): Diana - Finite Element Analysis. User's Manual. Release 9.6. Material Library.
- Unlu, T.; Gercek, H. (2003): Effect of Poisson's ratio on the normalized radial displacements occurring around the face of a circular tunnel. In: *Tunnelling and Underground Space Technology* 18 (5), S. 547–553.
- Vlachopoulos, N.; Diederichs, M. S. (2009): Improved Longitudinal Displacement Profiles for Convergence Confinement Analysis of Deep Tunnels. In: *Rock Mechanics and Rock Engineering* 42 (2), S. 131–146.
- Vogelhuber, M. (2007): Der Einfluss des Porenwasserdrucks auf das mechanische Verhalten kakiritisierter Gesteine. Ph.D. Thesis. ETH, Zürich, Schweiz.
- Vogelhuber, M.; Anagnostou, G.; Kovári, K. (2004): Pore water pressure and seepage flow effects in squeezing ground. In: Proc. X MIR Conference "Caratterizzazione degli ammassi rocciosi nella progettazione geotecnica". Torino, Italy.
- Wagner, H.; Handke, D.; Matter, J.; Fabbri, D.; Keiper, K. (2009): Konzepte zur Bewältigung druckhafter Gebirgsverhältnisse beim Koralmtunnel. In: *Geomechanik Tunnelbau* 2 (5), S. 601–611.
- Wehnert, W. (2006): Ein Beitrag zur drainierten und undrainierten Analyse in der Geotechnik, vol. 53. Universität Stuttgart. Mitteilungen des Institutes für Geotechnik.
- Weidinger, F.; Lauffer, H. (2009): Tauerntunnel erste und zweite Röhre aus der Sicht des Bauausführenden. In: *Geomechanik und Tunnelbau* 2 (1), S. 24–32.
-

-
- Wiese, A.-L. (2011): Vergleichende Untersuchungen von Stauchelementen für den Einsatz in druckhaftem Gebirge. In: STUVA (Hg.): Forschung + Praxis, Bd. 44. Berlin, Deutschland. Gütersloh: Bauverlag, S. 148–156.
- Wiese, A.-L. (2012): Vergleichende Untersuchungen von Stauchelementen für den Einsatz in druckhaftem Gebirge. In: *mining+geo* (1), S. 125–134.
- Witt, K. J. (Hg.) (2008): Grundbau-Taschenbuch - Teil 1: Geotechnische Grundlagen. Berlin: Ernst & Sohn.
- Wittke, W. (1999): Tunnelstatik. Grundlagen. Geotechnik in Forschung und Praxis. WBI-PRINT 4. Essen: Verlag Glückauf.
- Wittke, W. (2014): Rock Mechanics Based on an Anisotropic Jointed Rock Model (AJRM). Berlin: Ernst & Sohn.
- Wittke, W.; Schmitt, D.; Wittke-Schmitt, B.; Wittke, M. (2012): Tragverhalten eines nachgiebigen Ausbaus im druckhaften Gebirge. In: Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. (DGG) (Hg.): Taschenbuch für den Tunnelbau. Essen: VGE Verlag GmbH, S. 95-129.
- Wullschläger, D. (1988): Ein Verbundstoffmodell für die Systemankerung im Tunnelbau. In: Gudehus, G., Natau O. (Hg.). Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik. Universität, Karlsruhe.
- Zienkiewicz, O. C.; Tylor, R. L.; Fox, D. D. (2014): The Finite Element Method for Soil and Structural Mechanics. Seventh Edition: Elsevier.
-

12 Anlagen

- Anlage A.1: Mathematische Modelle zur Bestimmung der zeitabhängigen Entwicklung der Festigkeit und des E-Moduls von Spritzbeton
 - Anlage A.2-1: Zusammenfassung der analysierten Daten zu Festigkeitsentwicklung von Spritzbeton
 - Anlage A.2-2: Auswertung der zeitabhängigen Entwicklung von Spritzbetonfestigkeiten (Boxplots)
 - Anlage A.2-3: Empirisches Prognosemodell für Spritzbetonfestigkeiten
 - Anlage A.3-1: Ergebnisse zu den Versuchen zum Last-Verformungsverhalten von Stauchelementen
 - Anlage A.3-2: Diagramme zur Ermittlung der Stauchung
 - Anlage A.4: Gebirgsarten GA1-GA5
 - Anlage A.5-1: Skriptbezeichnungen des MATLAB-Berechnungsmodells zum KLV
 - Anlage A.5-2: Parameterstudie zum Einfluss der Gebirgseigenschaften auf die Verschiebungsentwicklung mit dem KLV
 - Anlage A.6: Fragebogen zur Handhabung von Stauchelementen
-

Anlage A.1: Mathematische Modelle zur Bestimmung der zeitabhängigen Entwicklung der Festigkeit und des E-Moduls von Spritzbeton

Fließratenmethode nach Aldrian (1991)

Bei der Beschreibung der zeitabhängigen Festigkeitsentwicklung berücksichtigt Aldrian (1991) zwei Zeitintervalle, $t < 8h$ und $t > 8h$, für welche unterschiedliche Funktionen vorgegeben sind:

$$f_c(t) = \begin{cases} f_{c,28} \cdot 0,03t, & 0 < t < 8h \\ f_{c,28} \cdot \sqrt{\frac{t-5}{45+0,925t}}, & t > 8h \end{cases} \quad (\text{Formel A-1})$$

mit: $f_c(t)$ zeitabhängige Druckfestigkeit des Spritzbetons [MPa]
 $f_{c,28}$ Druckfestigkeit des Spritzbetons nach 28 Tagen [MPa]
 t Betonalter [h]

$$E_c(t) = E_{c,28} \cdot \sqrt{\frac{t}{4,2+0,85 \cdot t}} \quad (\text{Formel A-2})$$

mit: $E_c(t)$ zeitabhängiger E-Modul des Spritzbetons [MPa]
 $E_{c,28}$ E-Modul des Spritzbetons nach 28 Tagen [MPa]

Müller (2001) optimiert diesen Ansatz mithilfe von Versuchen im Labor und in situ und kommt zu folgendem Verlauf der zeitabhängigen Druckfestigkeit. Die zeitabhängige Entwicklung des E-Moduls passt er in der Versuchsauswertung nicht an.

$$f_c(t) = \begin{cases} f_{c,28} \cdot 0,03t, & 0 < t < 8h \\ f_{c,28} \cdot \sqrt{\frac{t-0,212}{116+0,841t}}, & t > 8h \end{cases} \quad (\text{Formel A-3})$$

Viskoplastisches Spritzbetonmodell nach Meschke et al. (1996)

Meschke et al. (1996) teilen den Ansatz zur Festigkeitsentwicklung ebenfalls in zwei Zeitintervalle auf ($t < 24h$, $t > 24h$). Der erste Teil orientiert sich an der Richtlinie für Spritzbeton (2009) und der zweite Teil greift auf die Formeln von Oluokun et al. (1991) zurück.

$$f_c(t) = \begin{cases} f_{c,1} \cdot \left(\frac{t+0,12}{24}\right)^{0,72453}, & t < 24h \\ a_c \cdot e^{-\frac{b_c}{t}}, & t > 24h \end{cases} \quad (\text{Formel A-4})$$

mit:

$$a_c = \frac{f_{c,28}}{\exp(\ln(\kappa)/27)} \quad (\text{Formel A-5})$$

$$b_c = -\frac{672}{27} \ln(\kappa) \quad (\text{Formel A-6})$$

mit:

$$\kappa = \frac{f_{c,1}}{f_{c,28}} \quad (\text{Formel A-7})$$

mit: $f_{c,1}$ Druckfestigkeit nach einem Tag [MPa]

$$E_c(t) = E_{c,28} \cdot \beta_E(t) \quad (\text{Formel A-8})$$

mit:

$$\beta_E(t) = \left(a_e + \frac{b_e}{t}\right)^{-0,5} \quad \text{für } t < 672 \text{ h } (< 28 \text{ Tage}) \quad (\text{Formel A-9})$$

$$\beta_E(t) = 1,0 \quad \text{für } t > 672 \text{ h } (> 28 \text{ Tage})$$

mit: $\beta_E(t)$ Koeffizient zur Berücksichtigung der Zeitabhängigkeit nach [-] a_e 0,8 [-] b_e 100,8 [-]

Elasto-plastisches Spritzbetonmodell nach Schädlich et al. (2014)

Schädlich et al. (2014) berücksichtigen die zeitliche Entwicklung der Druckfestigkeit über Formel 4-7. Ist der Spritzbeton noch sehr jung wird er über einen Anteil von 0,5 % der Endfestigkeit berücksichtigt. Zudem besteht in diesem Materialmodell die Möglichkeit, die Anfangsfestigkeit über die J-Kurven der Richtlinie für Spritzbeton (2004) abzubilden.

$$f_c(t) = \begin{cases} f_{c,28} \cdot 0,005, & \beta_c < 0,005 \\ f_{c,28} \cdot \beta_c = f_{c,28} \cdot e^{S_{Strength}} \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}}\right), & \beta_c \geq 0,005 \end{cases} \quad (\text{Formel A-10})$$

mit:

$$S_{Strength} = -\frac{\ln\left(\frac{f_{c,1}}{f_{c,28}}\right)}{\sqrt{28}-1} \quad (\text{Formel A-11})$$

$$E_c(t) = E_{c,28} \cdot e^{S_{stiff} \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}}\right)} \quad (\text{Formel A-12})$$

mit:

$$s_{stiff} = -\frac{\ln\left(\frac{E_{c,1}}{E_{c,28}}\right)}{\sqrt{28}-1} \quad (\text{Formel A-13})$$

mit: $E_{c,1}$ E-Modul nach einem Tag [MPa]

s_{stiff} Beiwert zur Berücksichtigung der Steifigkeit [-]

SCDP-Modell nach Neuner et al. (2017)

Im SCDP-Modell wird der auf den CEB-FIP Empfehlungen (1991) beruhende und modifizierte Ansatz nach Meschke et al. (1996) für die zeitliche Entwicklung des E-Moduls auf die zeitliche Entwicklung der Druckfestigkeit übertragen.

$$f_c(t) = f_{c,28} \cdot \beta_f(t), \quad \beta_f(t) = \begin{cases} \beta_f^I = r_f + c_f t + d_f t^2, & t \leq t_f \\ \beta_f^{II} = \left(a_f + \frac{b_f}{t - \Delta t_f}\right), & t < t \leq 28d \\ \beta_f^{III} = 1, & t > 28d \end{cases} \quad (\text{Formel A-14})$$

mit:

$$r_f = 10^{-2}, \quad a_f = \frac{1 - \frac{28 - \Delta t_f}{1 - \Delta t_f} (f_{c,1}/f_{c,28})^2}{\left(1 - \frac{28 - \Delta t_f}{1 - \Delta t_f}\right) (f_{c,1}/f_{c,28})^2}, \quad b_f = (28 - \Delta t_f)(1 - a_f)$$

$$c_f = \left. \frac{d\beta_f^{II}}{dt} \right|_{t=t_f} - \frac{2\beta_f^{II}}{t_f}, \quad d_f = \left(\left. \frac{d\beta_f^{II}}{dt} \right|_{t=t_f} \cdot t_f - (\beta_f^{II} - r_f) \right) / t_f^2 \quad (\text{Formel A-15})$$

mit:

$$t_f = 0,25 d$$

$$\Delta t_f = 0,18 d$$

Eine zeitabhängige analytische Berechnung des E-Moduls ist mit dem Modell nach Neuner et al. (2017) nicht möglich.

Internationale Normen und Regelwerke

Der EC 2 EN 1992-1-1 (1992) bestimmt den zeitabhängigen Verlauf der Betondruckfestigkeit wie folgt:

$$f_c(t) = e^{\left[s \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}} \right) \right]} \cdot f_{c,28} \quad (\text{Formel A-16})$$

mit:

s Beiwert Zement (für Spritzbetone i.d.R. 0,2)

$$E_{ctm} = \left(\frac{f_{cm}(t)}{f_{cm}} \right)^{0,3} \cdot E_{cm} \quad (\text{Formel A-17})$$

mit:	E_{ctm}	zeitliche Entwicklung des Elastizitätsmoduls	[MPa]
	$f_{cm}(t)$	mittlere Betonruckfestigkeit nach (t) Tagen	[MPa]
	f_{cm}	mittlere Zylinderdruckfestigkeit nach 28 Tagen ($f_{cm} = f_c + 8$)	[MPa]
	E_{cm}	mittlerer Elastizitätsmodul nach 28 Tagen	[MPa]

Die amerikanische Norm ACI 209R-92 (1992) definiert den Festigkeitsanstieg zusätzlich zu Angaben über die Nachbehandlung des Betons, welche in den Konstanten berücksichtigt wird.

$$f_c(t) = \frac{t}{\alpha + \beta \cdot t} \cdot f_{c,28} \quad (\text{Formel A-18})$$

mit:

α Konstante, abhängig von Zementtyp und Nachbehandlung (hier: $\alpha = 4,0$)

β Konstante, abhängig von Zementtyp und Nachbehandlung (hier: $\beta = 0,85$)

$$E_c(t) = 0,043 \cdot \sqrt{w^3 \cdot f_c(t)} \quad (\text{Formel A-19})$$

$$E_c(t) = E_{c,28} \cdot \sqrt{\frac{t}{\alpha + \beta \cdot t}} \quad (\text{Formel A-20})$$

mit:

w Dichte des Betons [g/cm³]

Ähnlich wird auch beim japanischen JSCE Model Code (1999) verfahren, der zusätzlich zu den von Zementtyp und Nachbehandlung abhängigen Parameter die Festigkeit nach 91 Tagen berücksichtigt.

$$f_c(t) = \frac{t}{a + b \cdot t} \cdot f_{c,91}, \quad f_{c,91} = d \cdot f_{c,28} \quad (\text{Formel A-21})$$

mit:

a Konstante, abhängig von Zementtyp (hier $a = 4,50$)

b Konstante, abhängig von Zementtyp (hier $b = 0,95$)

d Konstante, anhängig von Zementtyp (hier $d = 1,11$)

$f_{c,91}$ Festigkeit nach 91 Tagen

$$E_c(t) = 4700 \cdot \Phi(t) \cdot \sqrt{f_c(t)} \quad (\text{Formel A-22})$$

mit:

$$\Phi(t) = \begin{cases} 0,73 & \text{für } 0 \leq t < 3 \text{ Tage} \\ 0,135t + 0,325 & \text{für } 3 \text{ Tage} \leq t < 5 \text{ Tage} \\ 1,0 & \text{für } t \geq 5 \text{ Tage} \end{cases} \quad (\text{Formel A-23})$$

mit: $\Phi(t)$ modifizierter Faktor [-]

E_{c91} E-Modul des Betons nach 91 Tagen [MPa]

Anlage A.2-1: Zusammenfassung der analysierten Daten zu Festigkeitsentwicklung von Spritzbeton

Tabelle A-1: Festigkeitsentwicklung und Betonrezepturen der Versuchs- und Projektdaten

Festigkeitsentwicklung				Druckfestigkeit [MPa]						
Zeit	Zeit			Al						
	min	h	d	1	2	3	4	5	6	7
	6	0,10	0,004	0,13	0,20	0,17	0,17	0,18	0,20	0,23
	15	0,25	0,010	0,19	0,23	0,23	0,29	0,30	0,27	0,28
	30	0,5	0,021	0,29	0,29	0,33	0,39	0,39	0,35	0,35
	60	1	0,042	0,40	0,32	0,36	0,50	0,51	0,44	0,51
	90	1,5	0,063	0,53	0,49	0,38	0,64	0,67	0,49	0,60
	120	2	0,083	0,67	0,60	0,59	0,93	0,95	0,88	0,93
	180	3	0,13	0,79	0,81	0,73	1,50	1,51	1,67	1,60
	360	6	0,25	1,17	1,46	1,15	3,23	3,19	4,04	3,59
	540	9	0,38	1,54	2,11	1,56	4,96	4,87	6,41	5,58
	720	12	0,50	1,91	2,75	1,98	6,68	6,55	8,78	7,58
	1440	24	1	7,16	5,34	3,65	13,59	13,27	18,25	15,55
	2880	48	2	32,70	10,52	6,98	27,40	26,70	37,20	31,50
	10080	168	7	36,90	36,40	24,00	36,70	35,80	44,80	36,00
	40320	672	28	38,90	43,10	50,50	40,60	41,30	47,50	38,90
Betonrezeptur	Betonfestigkeitsklassen			C 30/37	C 30/37	C 30/37	C 30/37	C 30/37	C 30/37	C 30/37
	28-Tage Festigkeit [Mpa]			30	30	30	30	30	30	30
	Zement			CEM I 42,5R	CEM I 42,5R	CEM I 42,5R	CEM I 42,5R	CEM I 42,5R	CEM I 42,5R	CEM I 42,5R
	Zementanteil [kg/m³]			430 (+30 Silikastaub)	430 (+60 Flugasche)	430 (+30 Silikastaub)	430 (+30 Silikastaub)	430 (+30 Silikastaub)	430 (+30 Centrilit NC)	430 (+30 Silikastaub)
	Beschleuniger			Rapid Centrament 650	Rapid Centrament 650	Rapid Centrament 650	Rapid Centrament 650	Rapid Centrament 650	Rapid Centrament 650	Rapid Centrament 650
	Beschleunigeranteil [%]			9	9	9	9	9	9	9
	Gesteinskörnung			43/23/34	43/23/34	43/23/34	43/23/34	43/23/34	43/23/34	43/23/34
	GK-Anteil [kg/m³]			-	-	-	-	-	-	-
	Zusatzmittel			-	-	-	-	-	-	Mowilith LDM 6880
Zusatzmittelanteil [kg/m³]			-	-	-	-	-	-	43	

Festigkeitsentwicklung				Druckfestigkeit [MPa]						
Zeit	Zeit			AI			AII	AIII		
	min	h	d	8	9	10		1	2	3
	6	0,10	0,004	0,19	0,19	0,21	0,05	0,30	0,26	0,08
15	0,25	0,010	0,26	0,27	0,28	0,14	0,40	0,30	0,15	
30	0,5	0,021	0,35	0,39	0,35	0,18	0,44	0,43	0,24	
60	1	0,042	0,56	0,52	0,47	0,29	0,65	0,53	0,35	
90	1,5	0,063	0,65	0,64	0,66	0,35	0,74	0,64	0,44	
120	2	0,083	1,06	0,98	0,69	0,40	0,74	0,78	0,44	
180	3	0,13	1,87	1,66	0,76	1,11	1,02	0,90	1,16	
360	6	0,25	4,31	3,70	0,96	3,21	1,84	1,25	3,30	
540	9	0,38	6,75	5,75	1,16	4,90	2,67	1,60	4,98	
720	12	0,50	9,20	7,79	1,36	6,32	3,50	1,96	11,62	
1440	24	1	18,96	15,96	2,16	11,77	6,62	3,82	13,94	
2880	48	2	38,50	32,30	3,77	18,30	12,11	9,33	18,20	
10080	168	7	44,80	38,80	11,79	22,50	39,60	36,90	38,40	
40320	672	28	50,00	44,90	45,50	30,80	57,60	54,90	56,70	
Betonfestigkeitsklassen				C 30/37	C 30/37	C 30/37	C 30/37	C 25/30	C 25/30	C 25/30
28-Tage Festigkeit [Mpa]				30	30	30	30	25	25	25
Zement				CEM I 42,5R	CEM I 42,5R	CEM I 42,5R	CEM II 42,5R	CEM I 42,5R	CEM I 42,5R	CEM I 42,5R
Zementanteil [kg/m³]				430 (+30 Silikastaub)	430 (+30 Silikastaub)	430 (+30 Silikastaub)	430	490	450	450
Beschleuniger				Rapid Centrament 650	Rapid Centrament 650	Rapid Centrament 650	Rapid Centrament 650	Meyco SA 170	Mapequick AF 2000	Sigunit 53 AF-S
Beschleunigeranteil [%]				9	9	9	9	8	8	8
Gesteinskörnung				43/23/34	43/23/34	43/23/34	60/40	60/40	61/39	70/30
GK-Anteil [kg/m³]				-	-	-	-	1658	1560	1535
Zusatzmittel				-	Mowilith LDM 6880	Mowilith+ Glenium Sky 592	Glenium Sky 592 FM+Centrament Retard 360 VZ	Delvocrete, Glenium 51	Dynamon SX-N, Mapetard D	EVO 26, Sikatard 930, Mikroair G
Zusatzmittelanteil [kg/m³]				-	43	43 + nach Anforderung	2,15 + 1,29	2,94 + 1,63	- + 1,8	3,09 + 2,25 + 0,675

Festigkeitsentwicklung				Druckfestigkeit [MPa]						
Zeit	Zeit			AIV			AV	AVI	BII	
	min	h	d	1	2	3			1	2
	6	0,10	0,004	0,34	0,34	0,43	-	0,06	0,32	0,34
15	0,25	0,010	0,43	0,50	0,58	-	0,16	0,42	0,49	
30	0,5	0,021	0,55	0,68	0,70	-	0,27	0,52	0,66	
60	1	0,042	0,73	0,82	0,82	-	0,41	0,63	0,85	
90	1,5	0,063	1,18	1,30	1,35	-	0,66	0,79	1,22	
120	2	0,083	1,81	1,75	1,86	-	0,72	0,94	1,59	
180	3	0,13	2,75	2,25	2,47	-	0,85	1,16	1,81	
360	6	0,25	4,98	3,49	4,55	-	2,84	2,14	2,36	
540	9	0,38	7,65	4,98	9,95	0,80	4,83	2,97	3,00	
720	12	0,50	15,20	7,95	7,98	2,30	6,82	3,79	3,64	
1440	24	1	24,65	16,25	17,50	16,90	14,78	5,73	-	
2880	48	2	-	-	-	26,50	30,69	11,28	-	
10080	168	7	-	-	-	-	31,9	39,00	-	
40320	672	28	-	-	-	-	46,93	54,00	-	
Betonfestigkeitsklassen				C 25/30	C 25/30	C 25/30	C 25/30	C 30/37	C 30/37	C 30/37
28-Tage Festigkeit [Mpa]				-	-	-	-	-	30	30
Zement				-	-	-	CEM I 42,5 N - SR 3 MH/LA	CEM I 42,5R	CEM II / A-S 42,5N	CEM II / A-S 42,5N
Zementanteil [kg/m³]				450 (+150 Kalksteinmehl)	400 (+70 Flugasche)	400 (+90 Flugasche)	495 (+19,8 Silica D)	450	380	380
Beschleuniger				-	-	-	-	Rapid Centrament 640	MapeQuick AF 43 FFG	MapeQuick AF 43 FFG
Beschleunigeranteil [%]				-	-	-	3-5	5	6	8
Gesteinskörnung				-	-	-	25/75	-	50/5/45	50/5/45
GK-Anteil [kg/m³]				-	-	-	1577	-	1688	1688
Zusatzmittel				-	-	-	Superplasticiser (Glenium 51)	-	Mapei MT FM+	Mapei MT FM+
Zusatzmittelanteil [kg/m³]				1,00%	1,50%	1,00%	3,5	-	2,28	2,28

Festigkeitsentwicklung				Druckfestigkeit [MPa]						
Zeit	Zeit			BII	BIII	BIV	BV			
	min	h	d				1	2	3	4
6	0,10	0,004	0,35	0,29	0,22	0,27	0,34	0,37	0,39	
15	0,25	0,010	0,54	0,50	0,51	0,38	0,45	0,42	0,50	
30	0,5	0,021	0,62	1,92	0,97	0,45	0,55	0,51	0,69	
60	1	0,042	0,75	2,41	1,22	0,62	0,71	0,89	0,92	
90	1,5	0,063	0,88	2,90	1,47	0,80	0,86	1,00	1,00	
120	2	0,083	1,24	3,02	1,72	2,70	2,70	2,13	2,02	
180	3	0,13	1,25	3,27	2,21	3,13	3,38	2,75	2,51	
360	6	0,25	4,13	4,01	2,23	4,40	5,40	4,59	3,98	
540	9	0,38	9,35	4,75	2,34	5,70	5,40	6,77	5,90	
720	12	0,50	11,67	5,49	3,01	6,70	6,70	8,95	7,82	
1440	24	1	16,02	8,45	5,01	13,80	9,40	13,23	16,23	
2880	48	2	-	12,53	8,18	-	-	-	-	
10080	168	7	-	32,90	24,00	-	-	-	-	
40320	672	28	-	-	39,50	-	-	-	-	
Betonfestigkeitsklassen				C 20/25	C 20/25	C 20/25	C 20/25	C 20/25	C 25/30	C 25/30
28-Tage Festigkeit [Mpa]				20	20	20	20	20	25	25
Zement				CEM II 42,5R	CEM II 42,5R	CEM II 42,5R	CEM II 42,5R	CEM II 42,5R	CEM II 42,5R	CEM II 42,5R
Zementanteil [kg/m³]				380 (+40 Zusatzstoffe)	380-420 (+0-40 Fluamix M)	420	-	-	-	-
Beschleuniger				-	Sigunit - L52 AF (Sika)	SA 180 (Meyco)	Dynamon BV 4710 T (Mapei)			
Beschleunigeranteil [%]				7	7-9	6	6	6	7,5	6,5
Gesteinskörnung				75/5	-	31/69	-	-	-	-
GK-Anteil [kg/m³]				1687	1662	1706	-	-	-	-
Zusatzmittel				-	Viscocrete 5 SP (Sika)	Readyair L300 (Cemex)	Fluamix C (Lafarge)	Fluamix C (Lafarge)	Fluamix C (Lafarge)	Fluamix C (Lafarge)
Zusatzmittelanteil [kg/m³]				2,28	0,75%	0,12%	-	-	-	-

Festigkeitsentwicklung				Druckfestigkeit [MPa]							
Zeit	Zeit			BV							
	min	h	d	5	6	7	8	9	10	11	
6	0,10	0,004	0,26	0,24	0,30	0,25	0,23	0,23	0,23	0,29	
15	0,25	0,010	0,39	0,39	0,51	0,28	0,25	0,25	0,25	0,35	
30	0,5	0,021	0,71	0,50	0,62	0,32	0,30	0,30	0,30	0,46	
60	1	0,042	0,84	0,72	0,85	0,59	0,41	0,41	0,41	0,77	
90	1,5	0,063	1,47	0,94	0,97	0,86	0,64	0,64	0,64	0,97	
120	2	0,083	2,10	2,14	1,93	1,86	0,85	0,85	0,89	2,33	
180	3	0,13	2,50	2,61	2,21	2,15	1,26	1,39	1,39	2,75	
360	6	0,25	3,70	4,01	3,06	3,03	2,50	2,90	2,90	4,02	
540	9	0,38	4,33	4,96	4,52	3,49	4,75	5,15	5,15	5,21	
720	12	0,50	4,96	5,91	5,98	3,95	7,00	7,40	7,40	6,40	
1440	24	1	9,70	8,29	8,04	6,22	16,90	17,20	17,20	9,72	
2880	48	2	-	-	-	-	-	-	-	-	
10080	168	7	-	-	-	-	-	-	-	-	
40320	672	28	-	-	-	-	-	-	-	-	
Betonfestigkeitsklassen				C 25/30							
28-Tage Festigkeit [Mpa]				25	25	25	25	25	25	25	25
Zement				CEM II 42,5R							
Zementanteil [kg/m³]				-	-	-	-	-	-	-	-
Beschleuniger				Dynamon BV 4710 T (Mapei)							
Beschleunigeranteil [%]				6,5	6,5	6,5	6	-	6	6,5	
Gesteinskörnung				-	-	-	-	-	-	-	
GK-Anteil [kg/m³]				-	-	-	-	-	-	-	
Zusatzmittel				Fluamix C (Lafarge)							
Zusatzmittelanteil [kg/m³]				-	-	-	-	-	-	-	

Festigkeitsentwicklung				Druckfestigkeit [MPa]						
Zeit	Zeit			BV						
	min	h	d	12	13	14	15	16	17	18
	6	0,10	0,004	0,27	0,27	0,36	0,29	0,30	0,28	0,29
15	0,25	0,010	0,33	0,35	0,41	0,33	0,36	0,35	0,33	
30	0,5	0,021	0,44	0,48	0,49	0,39	0,46	0,42	0,39	
60	1	0,042	0,72	0,58	0,85	0,57	0,49	0,56	0,57	
90	1,5	0,063	0,97	0,93	1,00	0,57	0,69	0,56	0,57	
120	2	0,083	1,91	2,00	2,17	0,66	0,80	0,66	0,66	
180	3	0,13	2,20	2,37	2,62	0,83	1,03	0,87	0,84	
360	6	0,25	3,05	3,49	3,98	1,36	1,72	1,50	1,37	
540	9	0,38	3,92	5,19	5,80	1,90	2,19	2,02	1,91	
720	12	0,50	4,78	6,89	7,61	2,43	2,65	2,53	2,44	
1440	24	1	8,02	9,96	10,90	4,58	4,52	4,60	4,58	
2880	48	2	-	-	-	-	-	-	-	
10080	168	7	-	-	-	-	-	-	-	
40320	672	28	-	-	-	-	-	-	-	
Betonfestigkeitsklassen				C 25/30						
28-Tage Festigkeit [Mpa]				25	25	25	25	25	25	25
Zement				CEM II 42,5R						
Zementanteil [kg/m³]				-	-	-	-	-	-	-
Beschleuniger				Dynamon BV 4710 T (Mapei)						
Beschleunigeranteil [%]				6,5	6,5	7	7	7,2	7	7
Gesteinskörnung				-	-	-	-	-	-	-
GK-Anteil [kg/m³]				-	-	-	-	-	-	-
Zusatzmittel				Fluamix C (Lafarge)						
Zusatzmittelanteil [kg/m³]				-	-	-	-	-	-	-

Festigkeitsentwicklung				Druckfestigkeit [MPa]						
Zeit	Zeit			BV						
	min	h	d	19	20	21	22	23	24	25
	6	0,10	0,004	0,25	0,31	0,40	0,34	0,34	0,27	0,24
15	0,25	0,010	0,38	0,39	0,56	0,48	0,37	0,43	0,38	
30	0,5	0,021	0,44	0,49	0,61	0,55	0,43	0,49	0,44	
60	1	0,042	0,57	0,69	0,71	0,69	0,62	0,63	0,52	
90	1,5	0,063	0,94	0,86	0,90	0,88	0,90	0,79	0,78	
120	2	0,083	1,97	2,11	2,59	2,73	3,07	0,92	2,80	
180	3	0,13	2,05	2,51	3,27	3,19	3,74	1,19	3,00	
360	6	0,25	2,30	3,70	5,31	4,57	5,76	2,00	3,60	
540	9	0,38	2,70	4,25	8,84	6,41	8,97	2,80	6,40	
720	12	0,50	3,10	4,80	12,36	10,51	12,17	3,42	9,20	
1440	24	1	6,83	10,35	15,49	15,19	18,46	5,90	13,20	
2880	48	2	-	-	-	-	-	-	-	
10080	168	7	-	-	-	-	-	-	-	
40320	672	28	-	-	-	-	-	-	-	
Betonfestigkeitsklassen				C 25/30						
28-Tage Festigkeit [Mpa]				25	25	25	25	25	25	25
Zement				CEM II 42,5R						
Zementanteil [kg/m³]				-	-	-	-	-	-	-
Beschleuniger				Dynamon BV 4710 T (Mapei)						
Beschleunigeranteil [%]				6,5	6,5	6,5	6,5	-	7	-
Gesteinskörnung				-	-	-	-	-	-	-
GK-Anteil [kg/m³]				-	-	-	-	-	-	-
Zusatzmittel				Fluamix C (Lafarge)						
Zusatzmittelanteil [kg/m³]				-	-	-	-	-	-	-

Festigkeitsentwicklung			Druckfestigkeit [MPa]								
Zeit	Zeit			BV					BVI	BVII	
	min	h	d	26	27	28	29	30		1	
	6	0,10	0,004	0,32	0,41	0,35	0,36	0,30	0,41	0,38	
	15	0,25	0,010	0,40	0,47	0,42	0,46	0,44	0,50	0,52	
	30	0,5	0,021	0,53	0,57	0,53	0,63	0,64	0,72	0,71	
	60	1	0,042	0,70	0,79	0,71	0,82	0,98	0,76	0,80	
	90	1,5	0,063	1,00	1,00	1,00	1,00	1,65	0,76	1,00	
	120	2	0,083	1,87	2,16	2,07	1,90	2,31	0,82	1,20	
	180	3	0,13	2,09	2,50	2,48	2,15	3,58	1,25	1,60	
	360	6	0,25	2,75	3,53	3,71	2,90	7,37	3,45	3,00	
	540	9	0,38	3,55	5,10	4,66	4,99	10,69	7,20	7,10	
	720	12	0,50	4,34	6,66	5,61	7,07	14,01	10,50	11,20	
	1440	24	1	7,90	11,55	10,20	12,28	15,98	15,60	20,75	
	2880	48	2	-	-	-	-	19,85	-	25,70	
	10080	168	7	-	-	-	-	39,20	-	34,70	
	40320	672	28	-	-	-	-	44,00	-	46,20	
Betonzusatz	Betonfestigkeitsklassen			C 25/30	C 25/30	C30/37					
	28-Tage Festigkeit [Mpa]			25	25	25	25	25	25	30	
	Zement			CEM II 42,5R	CEM II 42,5R	CEM II 42,5R	CEM II 42,5R	CEM I 42,5R	CEM II/A-S 52,5 R (sb)	CEM I 52,5 N (sb)	
	Zementanteil [kg/m³]			-	-	-	-	440	380 (+40 Kalksteinmehl)	380 (+40 Kalksteinmehl)	
	Beschleuniger			Dynamon BV 4710 T (Mapei)	Giulini F 2000 HP	-	Giulini Gecederal				
	Beschleunigeranteil [%]			6,5	7,5	6,5	7	7,5	6	6,5	
	Gesteinskörnung			-	-	-	-	-	45/55	49/51	
	GK-Anteil [kg/m³]			-	-	-	-	-	1659	1700	
Zusatzmittel			Fluamix C (Lafarge)	Fluamix C (Lafarge)	Fluamix C (Lafarge)	Fluamix C (Lafarge)	Duriment DV 4710 T	FM 508 Glenium Sky (BASF)	Prement L100 A/BT3		
Zusatzmittelanteil [kg/m³]			-	-	-	-	-	2,47	3,42		

Festigkeitsentwicklung			Druckfestigkeit [MPa]								
Zeit	Zeit			BVII				BVIII	BIX		
	min	h	d	2	3	4	5		1	2	
	6	0,10	0,004	0,40	0,37	0,36	0,37	0,28	-	-	
	15	0,25	0,010	0,50	0,51	0,56	0,51	0,55	-	-	
	30	0,5	0,021	0,55	0,64	0,78	0,64	0,66	-	-	
	60	1	0,042	0,71	0,78	0,88	0,78	0,92	-	-	
	90	1,5	0,063	0,77	0,94	1,01	0,94	1,14	-	-	
	120	2	0,083	0,82	1,09	1,14	1,09	1,36	-	-	
	180	3	0,13	2,00	1,40	1,40	1,40	1,80	-	-	
	360	6	0,25	6,10	2,40	3,20	2,40	3,12	3,68	5,20	
	540	9	0,38	9,40	6,30	7,00	6,30	5,01	4,88	7,19	
	720	12	0,50	12,70	10,20	10,80	10,20	6,90	6,08	9,17	
	1440	24	1	20,50	18,80	21,40	20,20	15,06	14,31	23,63	
	2880	48	2	26,95	23,55	26,00	24,50	19,00	15,30	21,82	
	10080	168	7	33,65	29,60	35,80	30,00	30,85	20,24	24,00	
	40320	672	28	46,60	45,10	-	44,60	55,60	41,00	34,50	
Betonzusatz	Betonfestigkeitsklassen			C30/37	C30/37	C30/37	C30/37	C30/37	C25/30	C25/30	
	28-Tage Festigkeit [Mpa]			30	30	30	30	30	25	25	
	Zement			CEM I 52,5 N (sb)	CEM I 52,5 R-bs	CEM II/A-S 52,5 R (sp)	CEM II/A-S 52,5 R (sp)				
	Zementanteil [kg/m³]			380 (+40 Kalksteinmehl)	380 (+40 Kalksteinmehl)	380 (+40 Kalksteinmehl)	380 (+40 Kalksteinmehl)	380 (+40 Flugasche)	360 (+40 Flugasche)	360 (+40 Flugasche)	
	Beschleuniger			Giulini Gecederal	Giulini Gecederal	Giulini Gecederal	Giulini Gecederal	Giulini Gecederal	-	-	
	Beschleunigeranteil [%]			6,5	6,5	6,5	6,5	6,5	-	-	
	Gesteinskörnung			49,914/50,086	51/49	48/52	48/52	55/45	45/55	45/55	
	GK-Anteil [kg/m³]			1739	1719	1738	1716	1642	1657	1657	
Zusatzmittel			FM Glenium Sky 508/BASF	Prement L100 A/BT3	Prement L100 A/BT3	Prement L100 A/BT3	BASF Sky 615	Visco-Crete SC-305	Visco-Crete SC-305		
Zusatzmittelanteil [kg/m³]			4,18	4,18	4,18	4,94	3,80	3,60	3,60		

Anlage A.2-2: Auswertung der zeitabhängigen Entwicklung von Spritzbetonfestigkeiten (Boxplots)

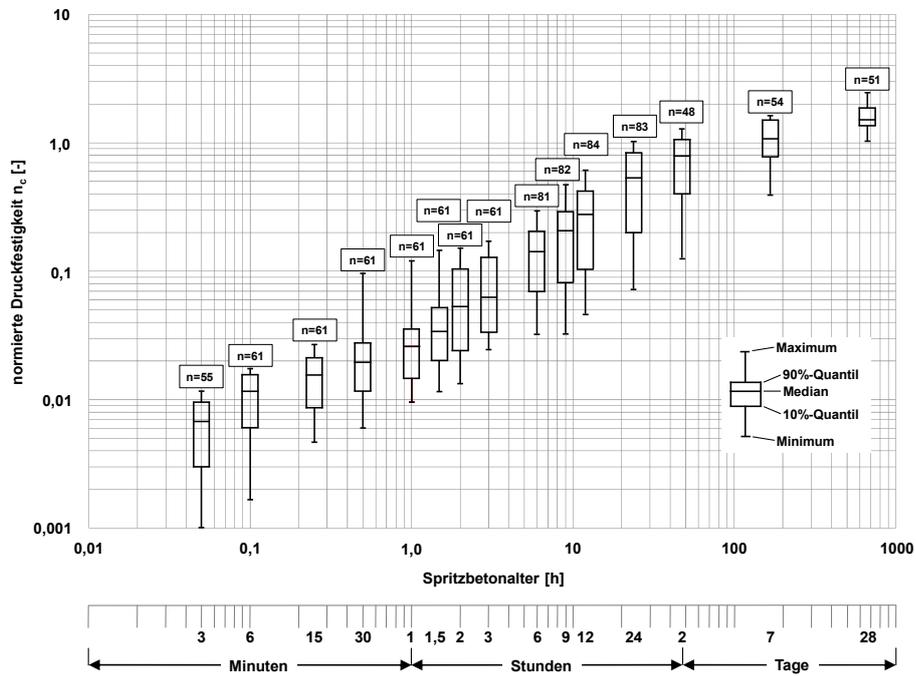


Abbildung A-1: Doppellogarithmische Darstellung der normierten Spritzbetonfestigkeiten n_c über Boxplots mit Angabe des Quartilsdispersionskoeffizienten p ; Einteilung der Boxen in 10%- und 90%-Quantile

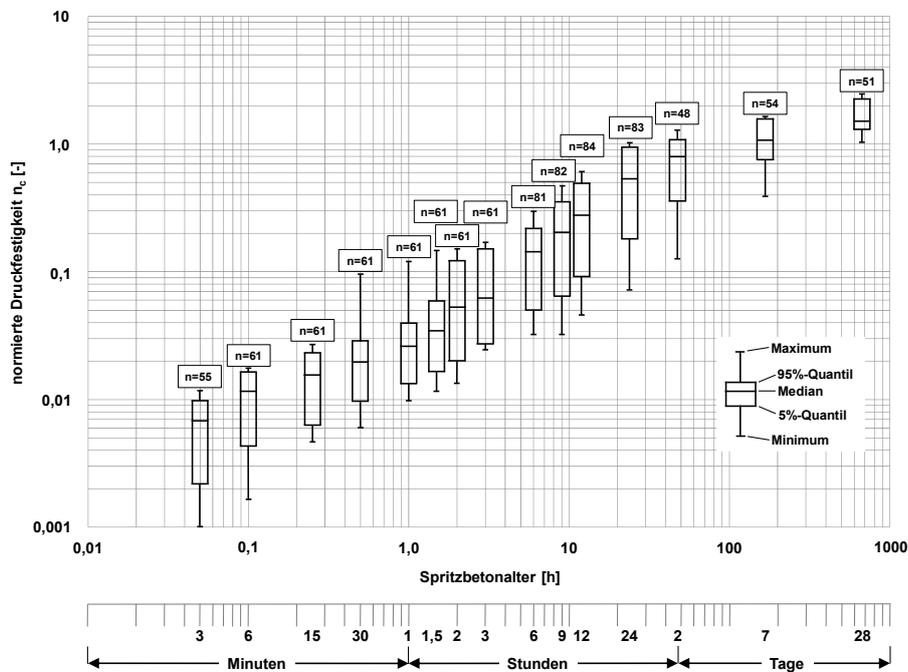


Abbildung A-2: Doppellogarithmische Darstellung der normierten Spritzbetonfestigkeiten n_c über Boxplots mit Angabe des Quartilsdispersionskoeffizienten p ; Einteilung der Boxen in 5%- und 95%-Quantile

Anlage A.2-3: Empirisches Prognosemodell für Spritzbetonfestigkeiten

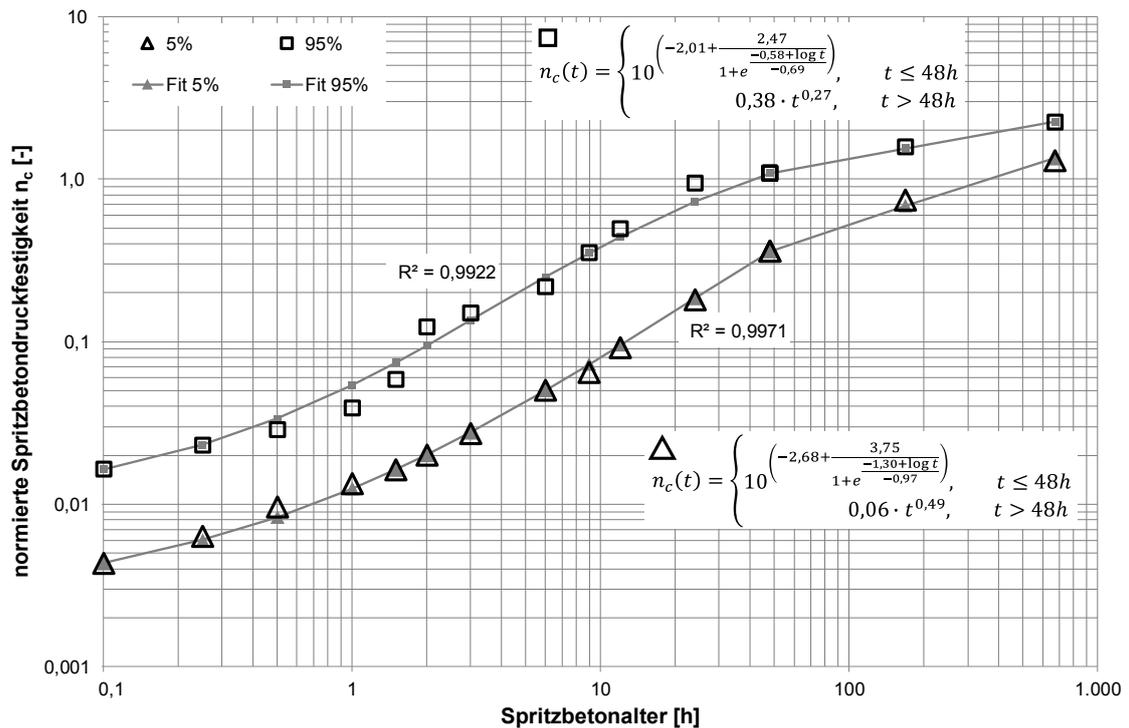


Abbildung A-3: Näherungsfunktion für das 5 %- sowie das 95 %-Quantil des zeitlichen Verlaufs der normierten Spritzbetondruckfestigkeit n_c

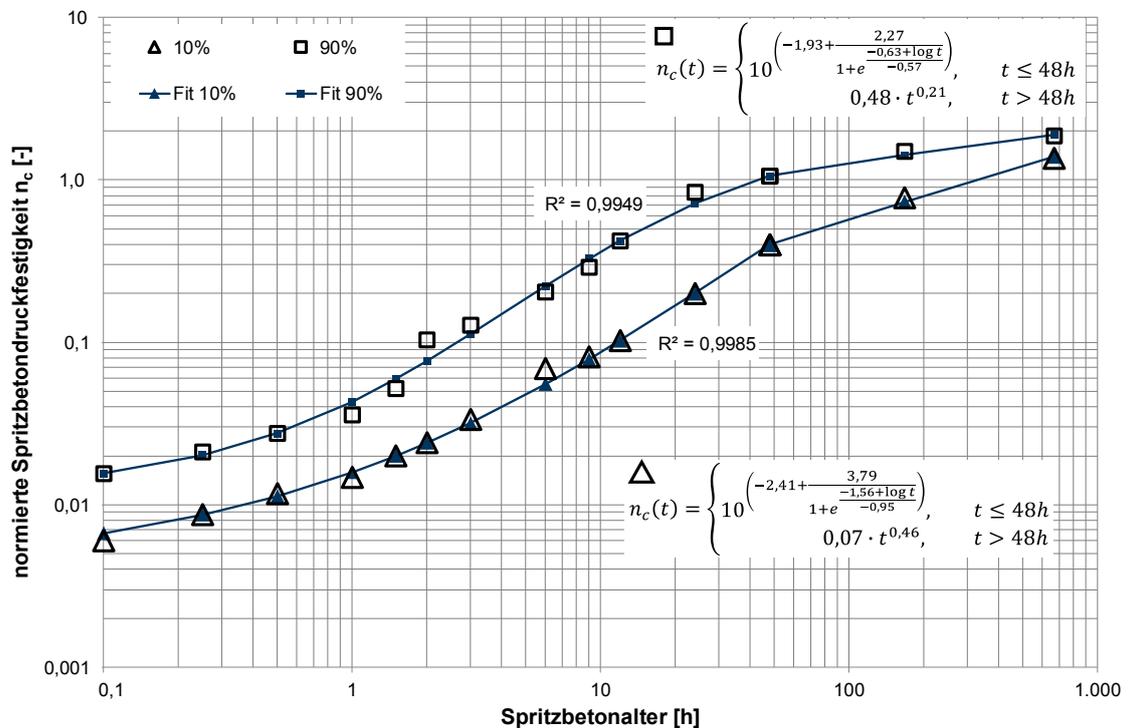


Abbildung A-4: Näherungsfunktion für das 10 %- sowie das 90 %-Quantil des zeitlichen Verlaufs der normierten Spritzbetondruckfestigkeit n_c

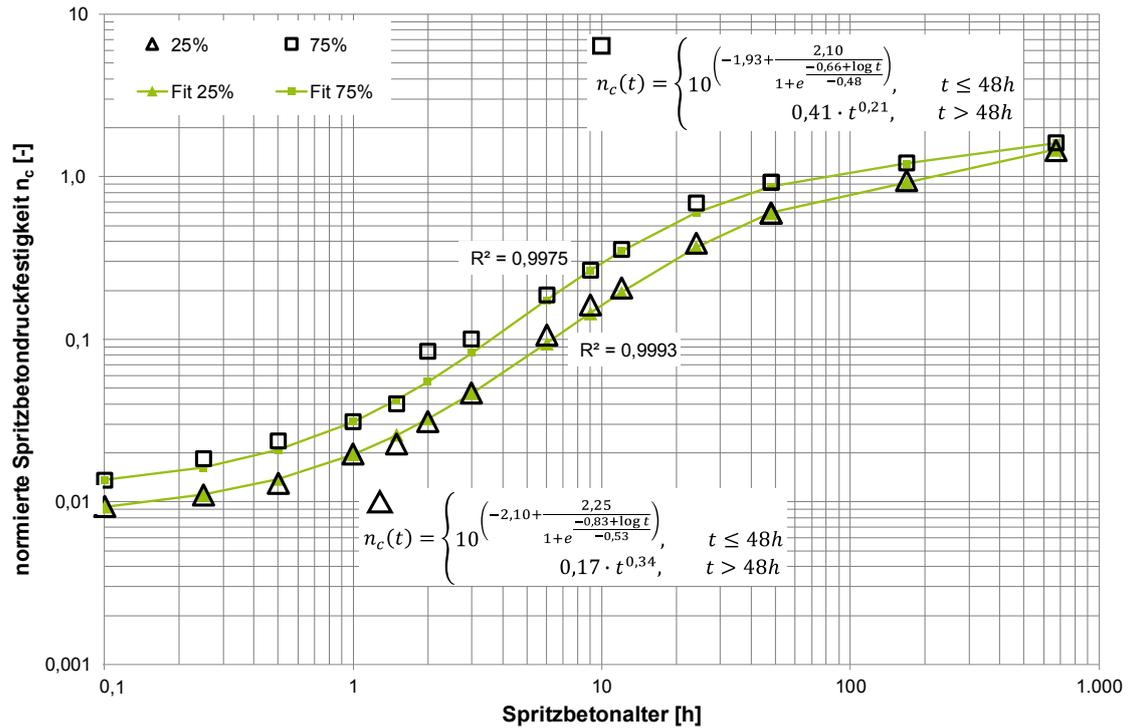


Abbildung A-5: Näherungsfunktion für das 25 %- sowie das 75 %-Quantil des zeitlichen Verlaufs der normierten Spritzbetondruckfestigkeit n_c

Anlage A.3-1: Ergebnisse zu den Versuchen zum Last-Verformungsverhalten von Stauchelementen

Ergebnisse zu Versuch I – Zentrische Normalkraftbelastung

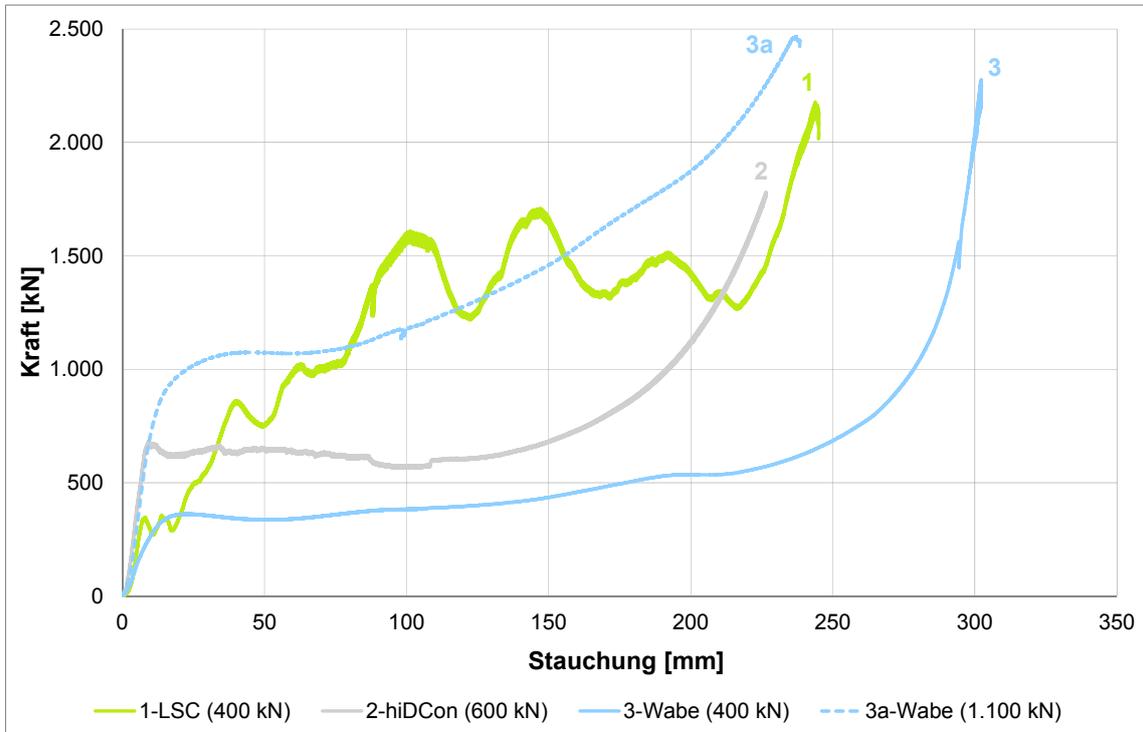


Abbildung A-6: Mittelwerte der Last-Verformungskurve aus Versuch I

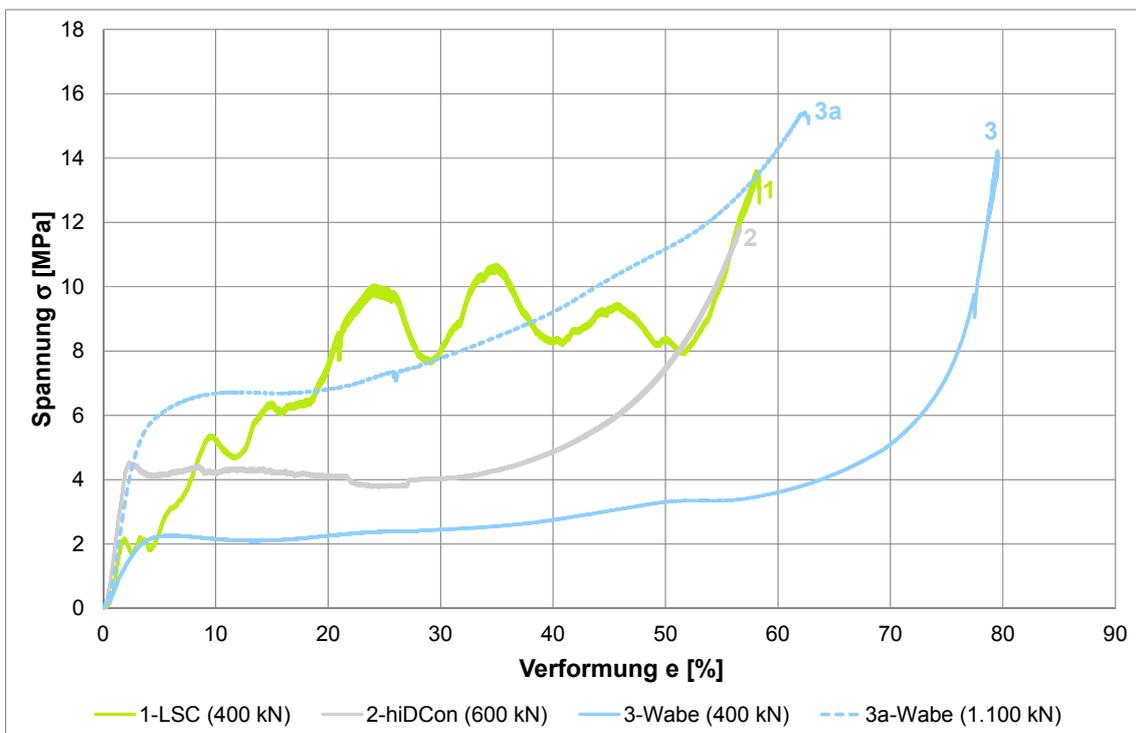


Abbildung A-7: Mittelwerte der Spannungs-Dehnungskurve aus Versuch I

Ergebnisse zu Versuch II – Exzentrische Belastung bei paralleler Neigung der Auflager

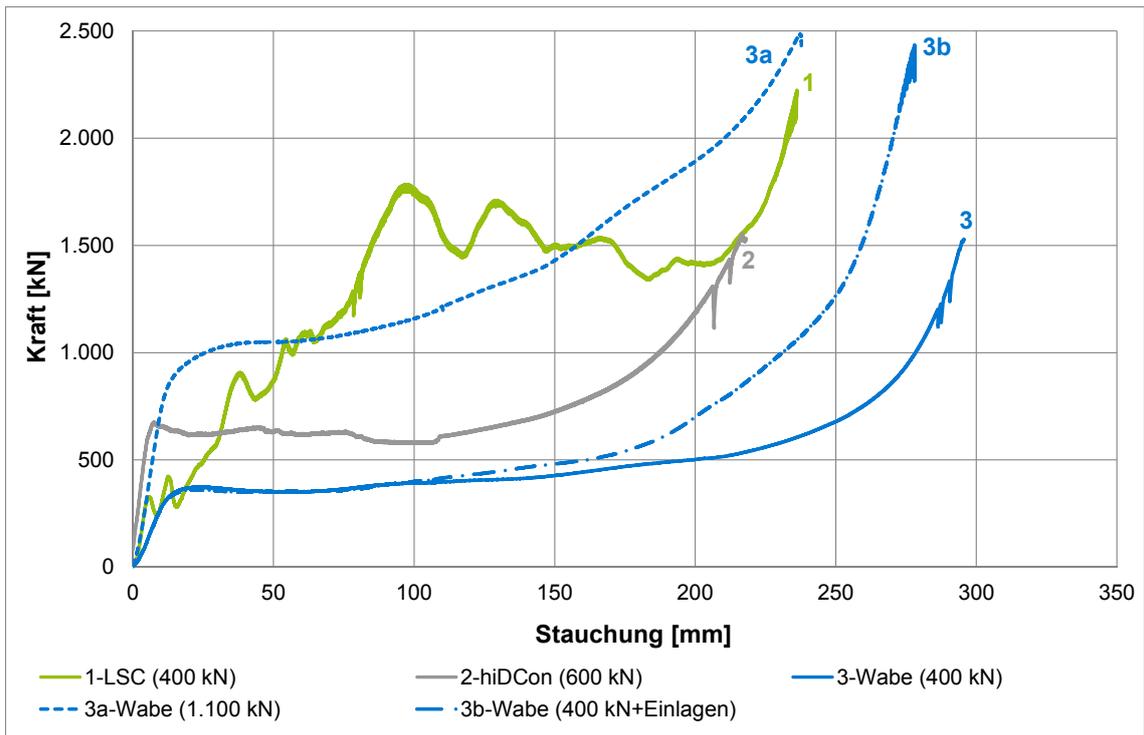


Abbildung A-8: Mittelwerte der Last-Verformungskurve aus Versuch II

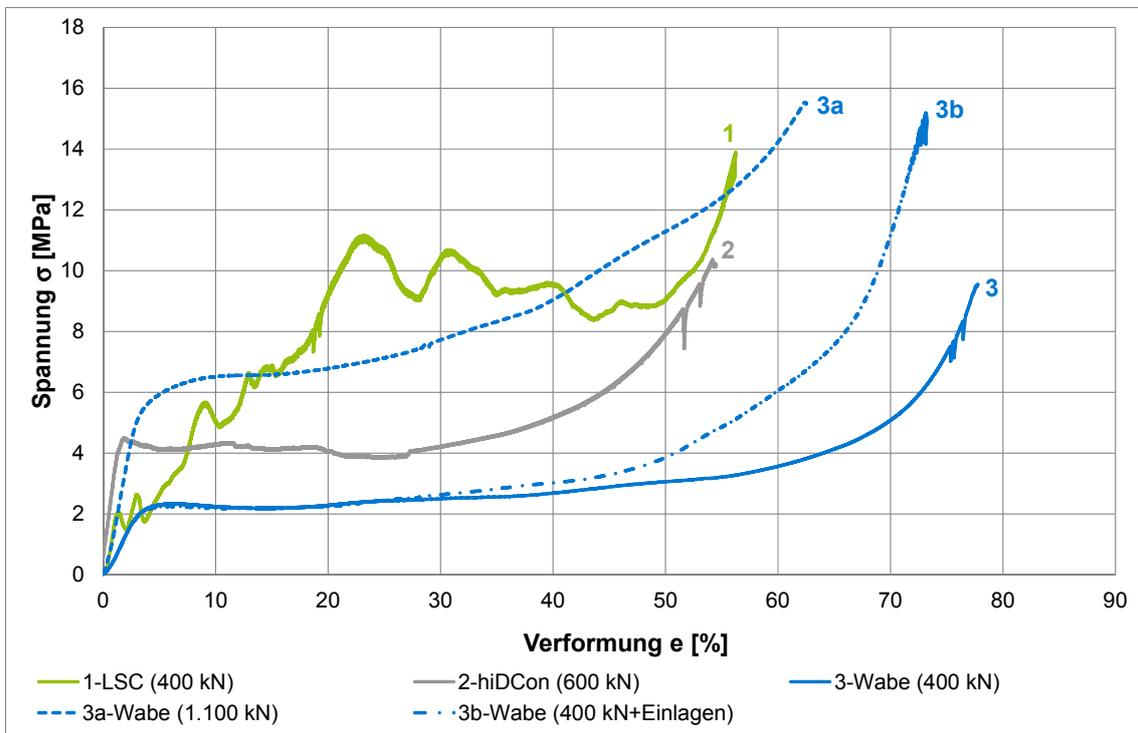


Abbildung A-9: Mittelwerte der Spannungs-Dehnungskurve aus Versuch II

Ergebnisse zu Versuch III – Exzentrische Belastung bei gegenläufiger Neigung der Auflager

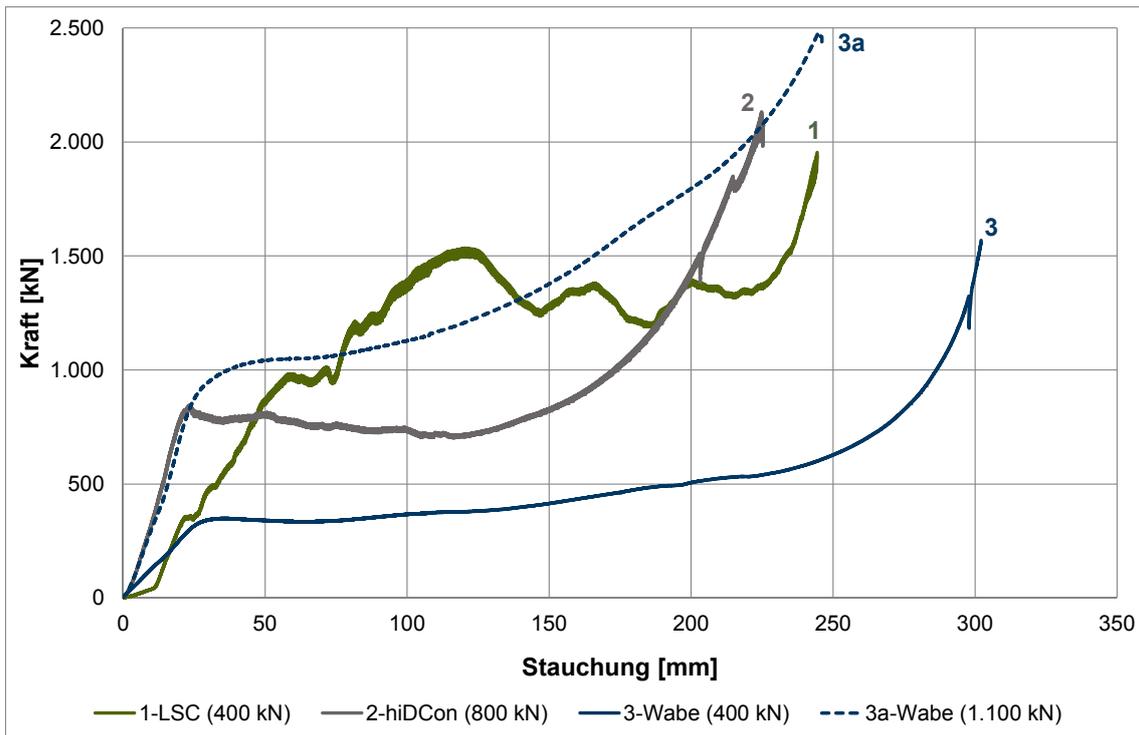


Abbildung A-10: Mittelwerte der Last-Verformungskurve aus Versuch III

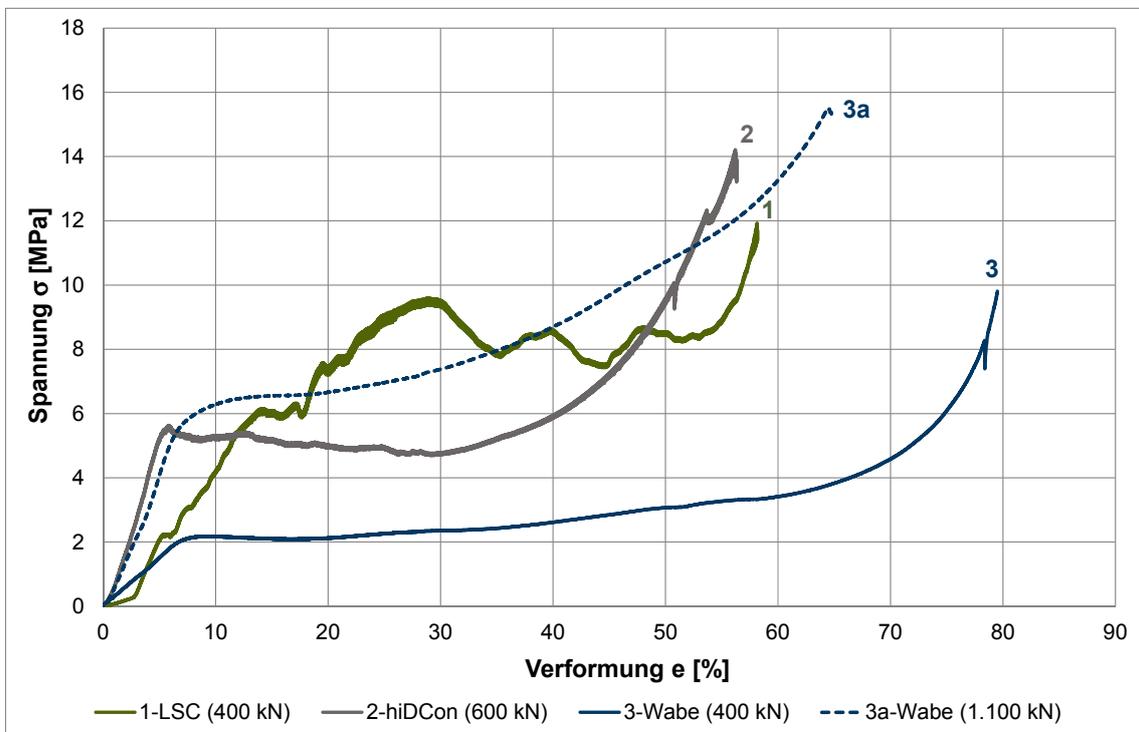


Abbildung A-11: Mittelwerte der Spannungs-Dehnungskurve aus Versuch III

Anlage A.3-2: Diagramme zur Ermittlung der Stauchung

Diagramme zu Tabelle 10 – Versuch I

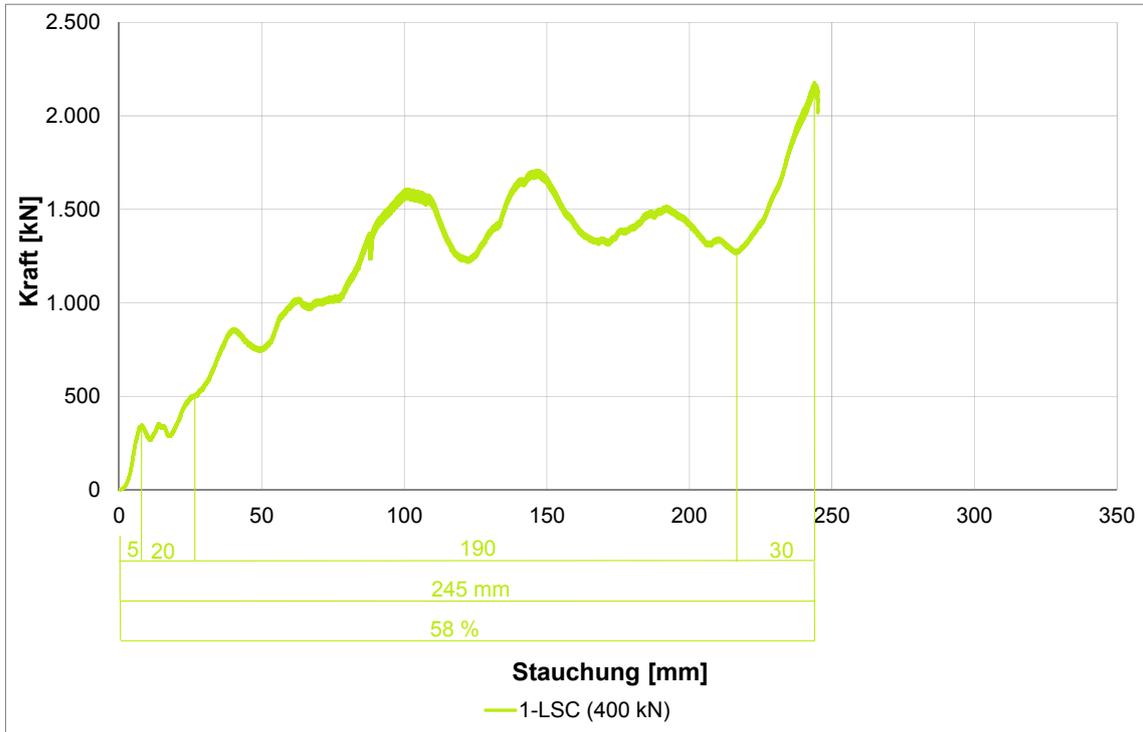


Abbildung A-12: Herleitung der Ergebnisse in Tabelle 10 für V.I-1

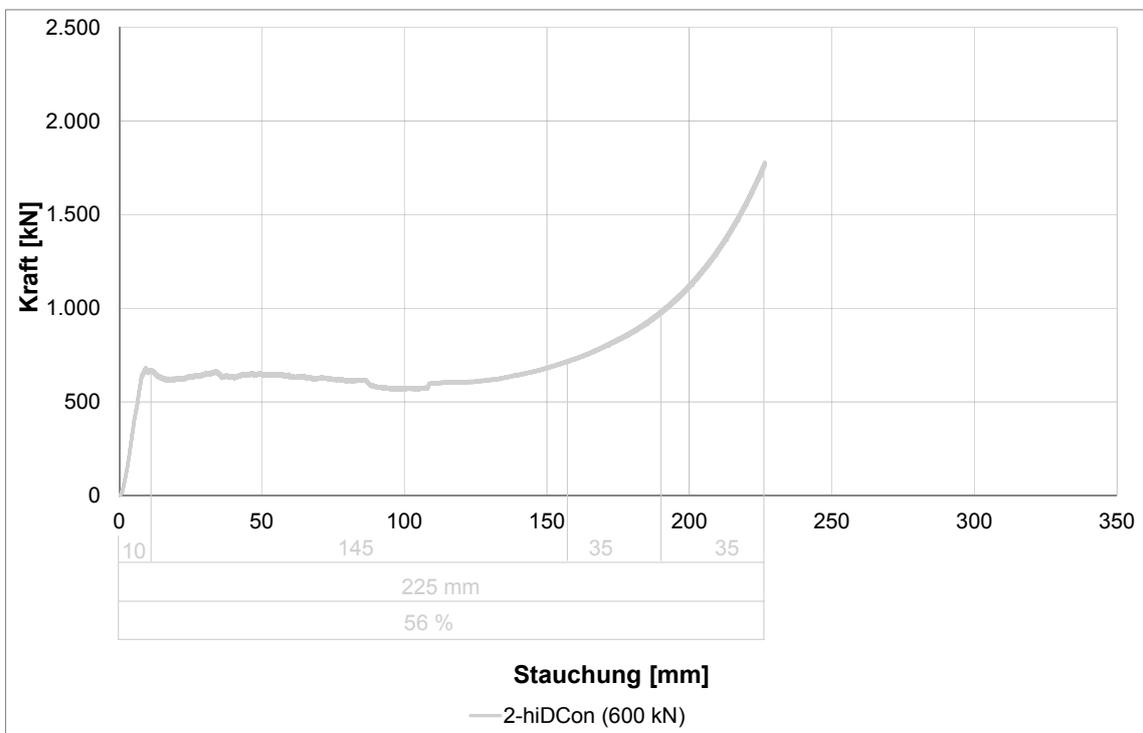


Abbildung A-13: Herleitung der Ergebnisse in Tabelle 10 für V.I-2

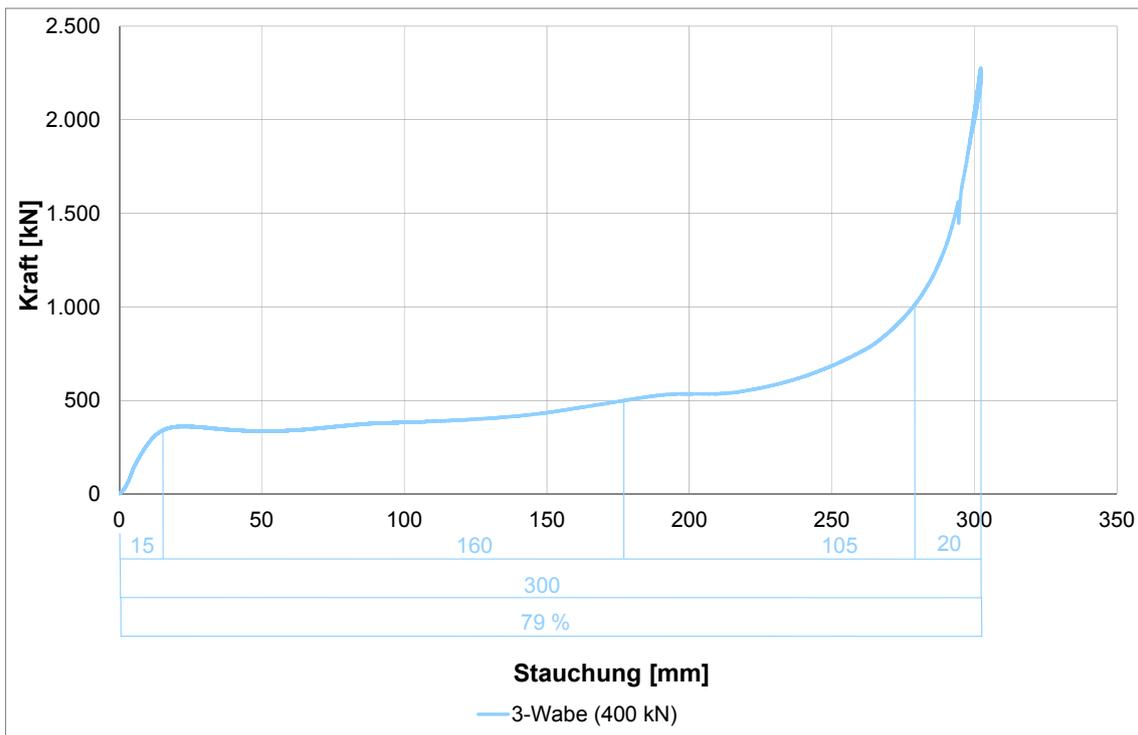


Abbildung A-14: Herleitung der Ergebnisse in Tabelle 10 für V.I-3

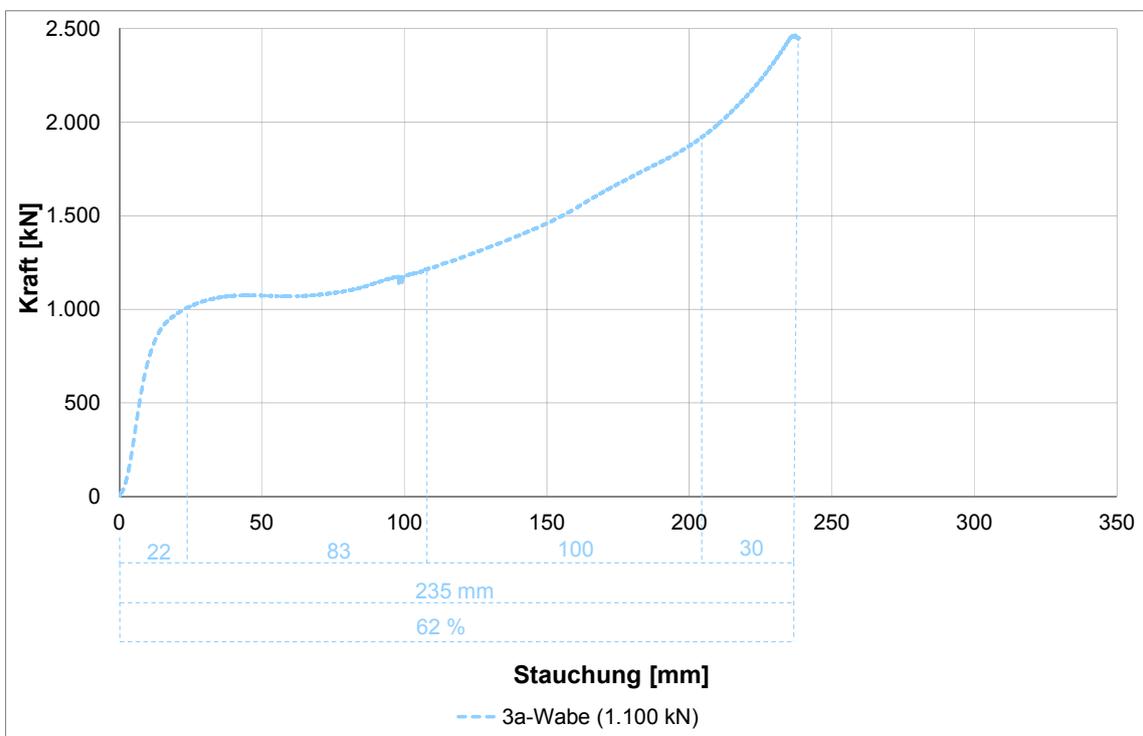


Abbildung A-15: Herleitung der Ergebnisse in Tabelle 10 für V.I-3a

Diagramme zu Tabelle 10 – Versuch II

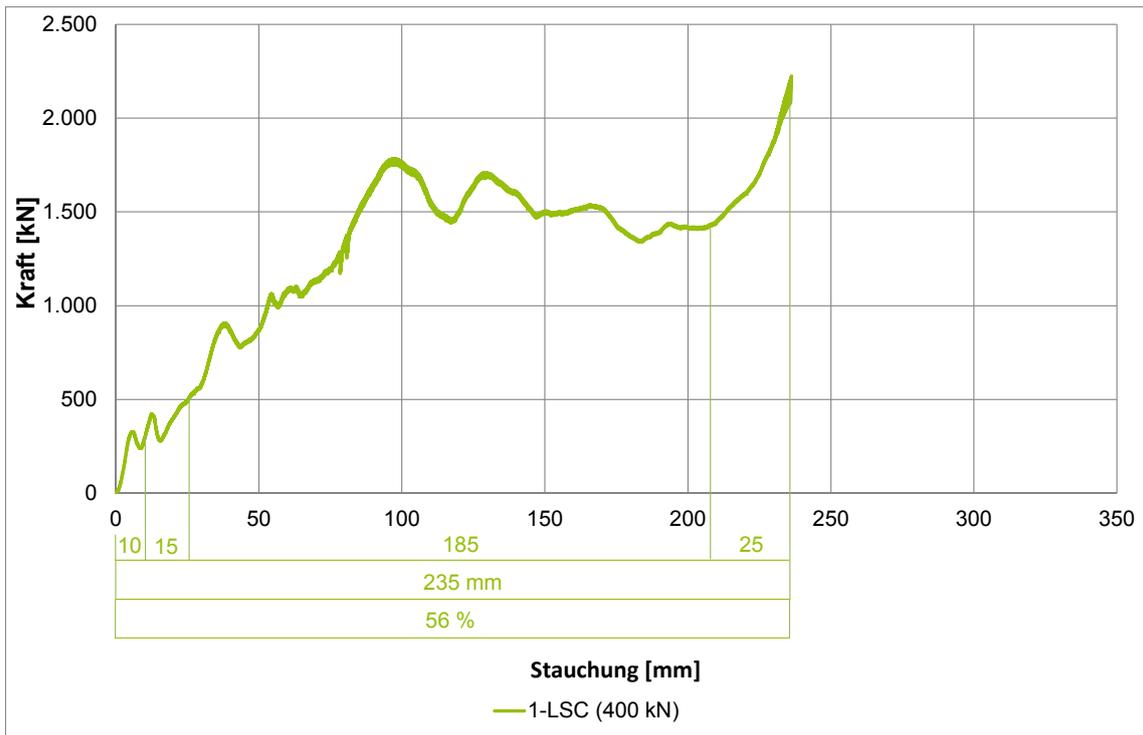


Abbildung A-16: Herleitung der Ergebnisse in Tabelle 10 für V.II-1

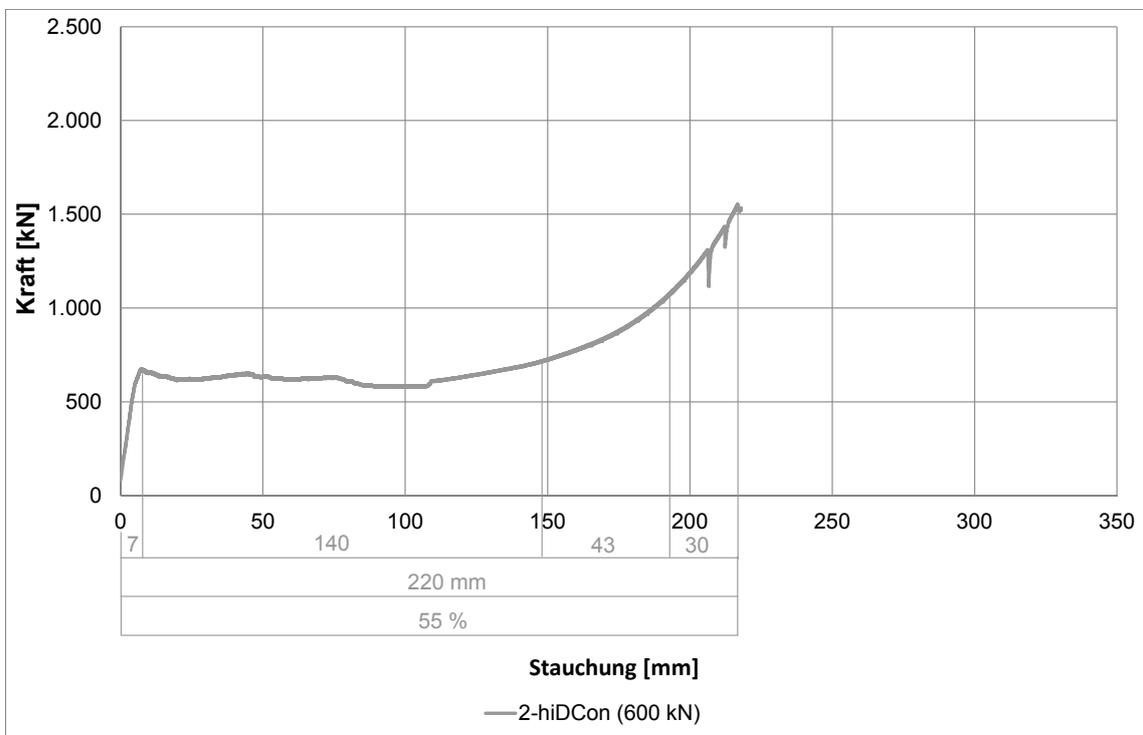


Abbildung A-17: Herleitung der Ergebnisse in Tabelle 10 für V.II-2

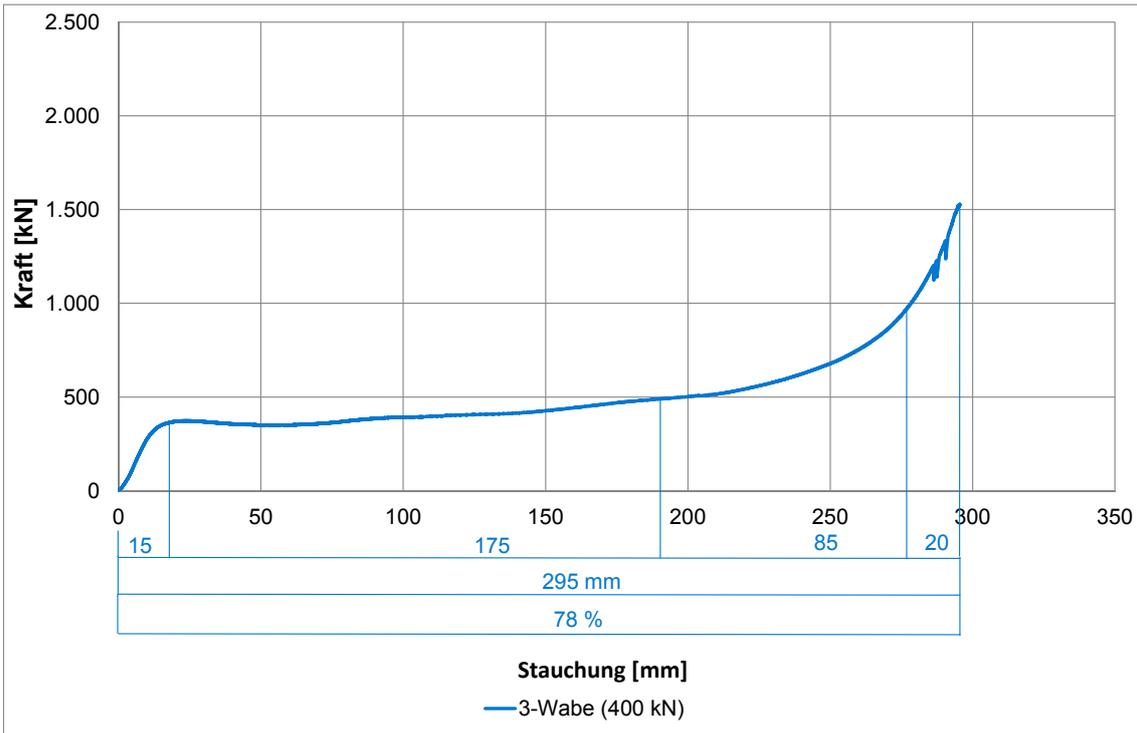


Abbildung A-18: Herleitung der Ergebnisse in Tabelle 10 für V.II-3

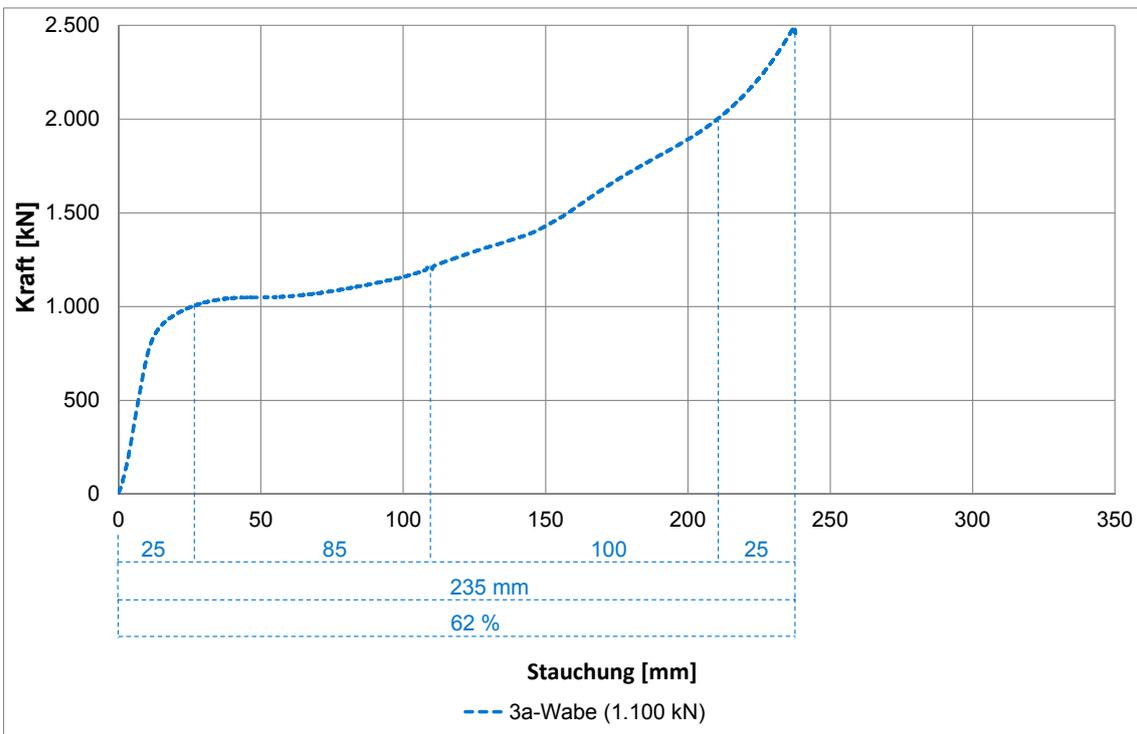


Abbildung A-19: Herleitung der Ergebnisse in Tabelle 10 für V.II-3a

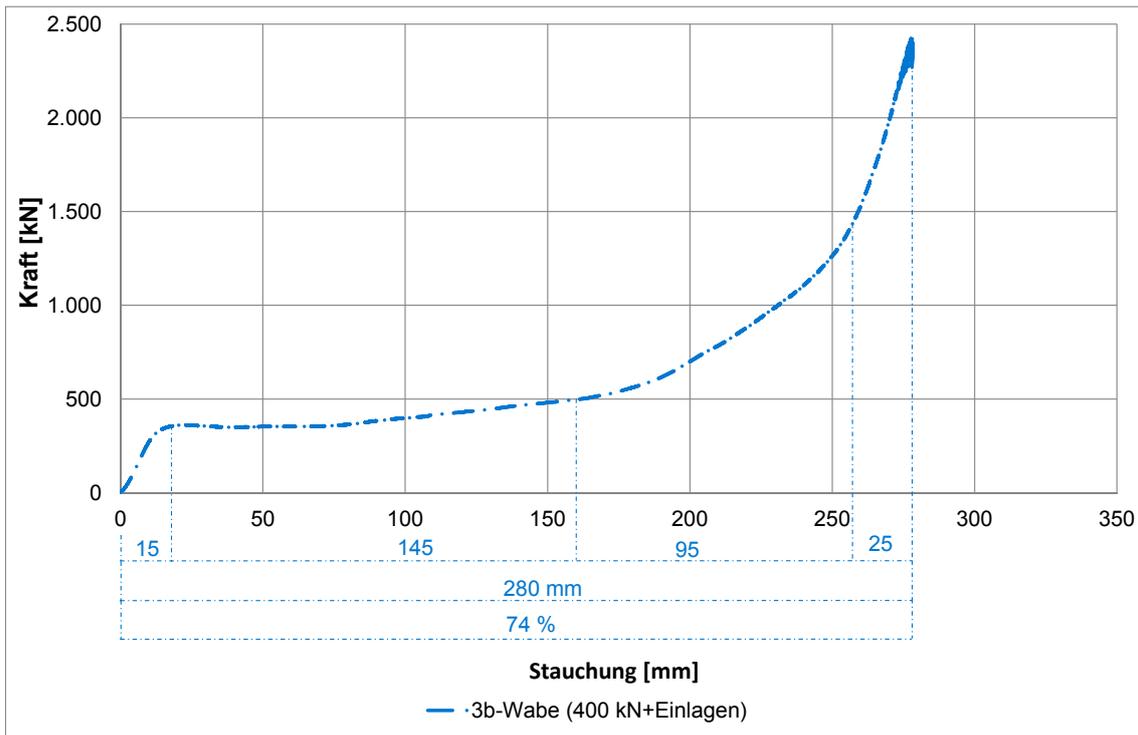


Abbildung A-20: Herleitung der Ergebnisse in Tabelle 10 für V.II-3b

Diagramme zu Tabelle 11 – Versuch III

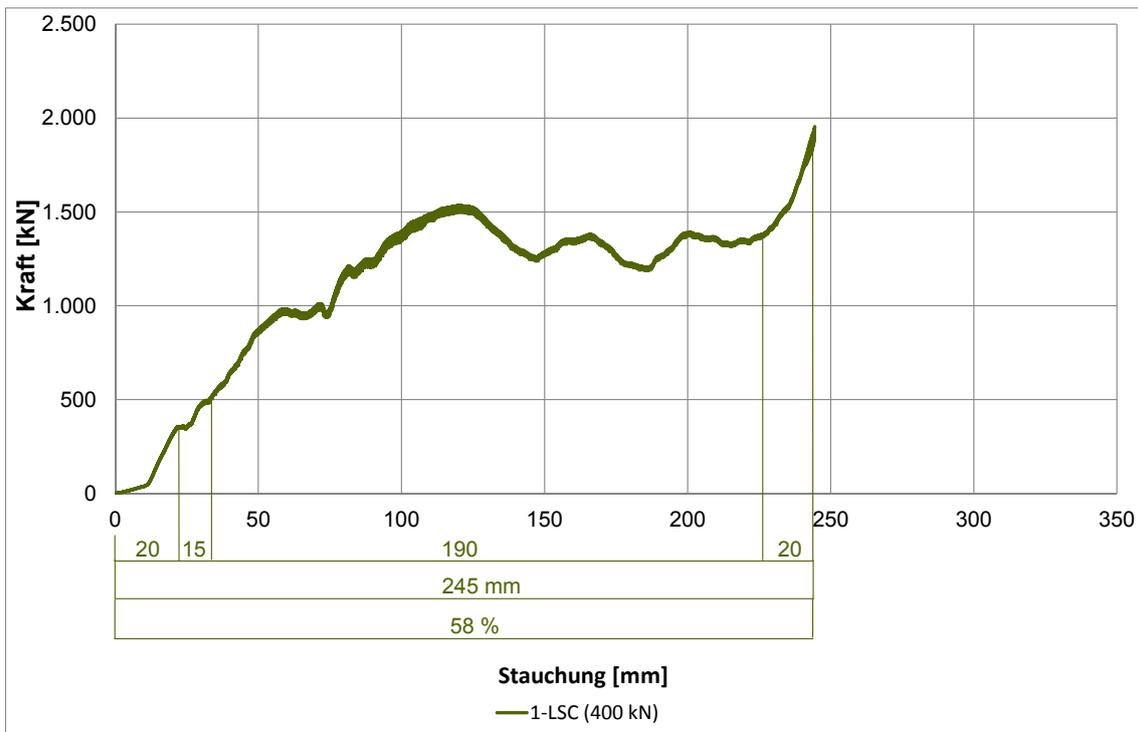


Abbildung A-21: Herleitung der Ergebnisse in Tabelle 11 für V.III-1

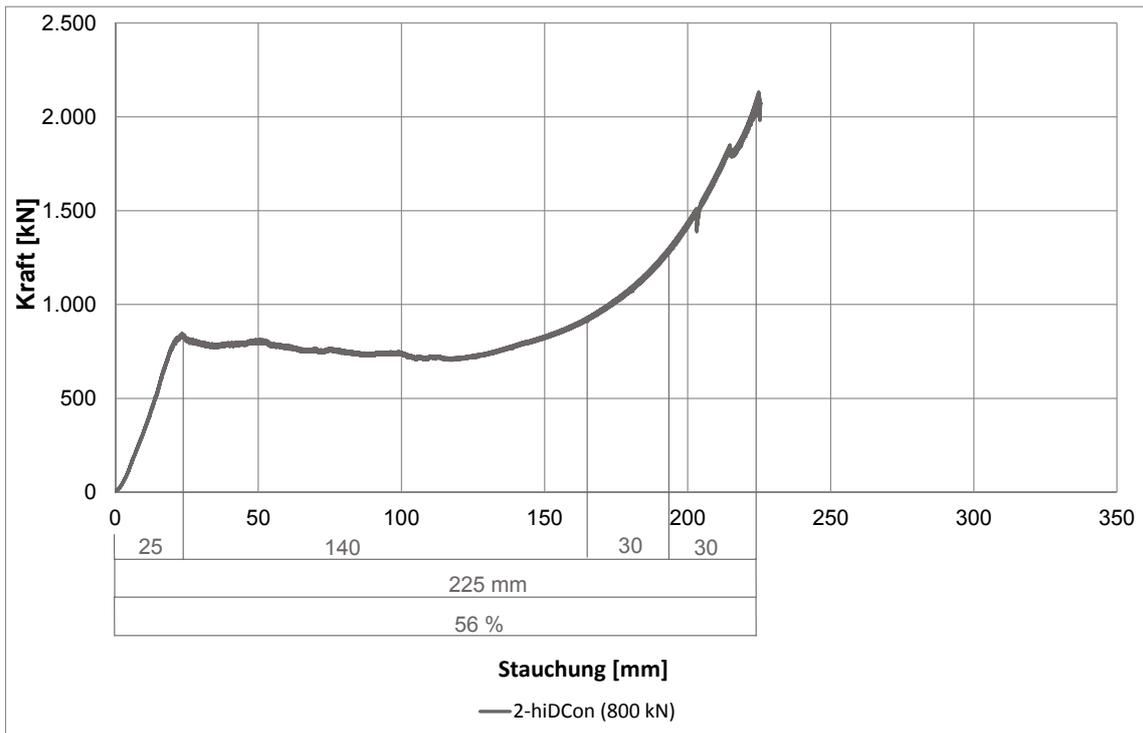


Abbildung A-22: Herleitung der Ergebnisse in Tabelle 11 für V.III-2

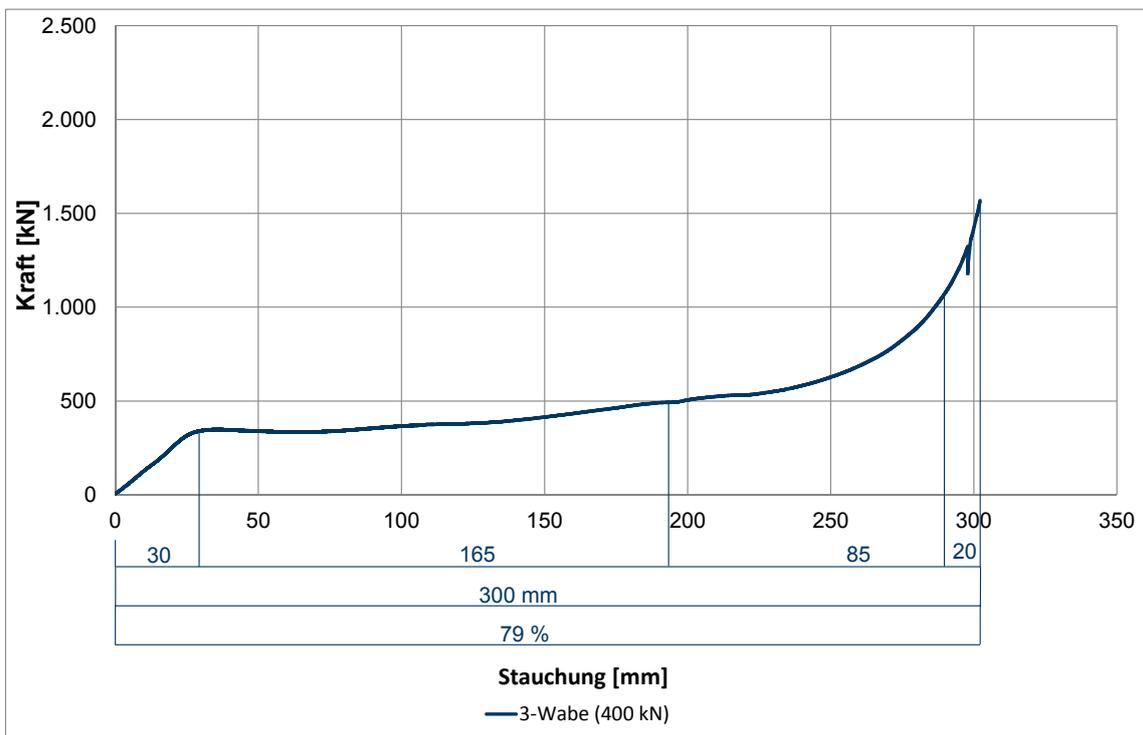


Abbildung A-23: Herleitung der Ergebnisse in Tabelle 11 für V.III-3

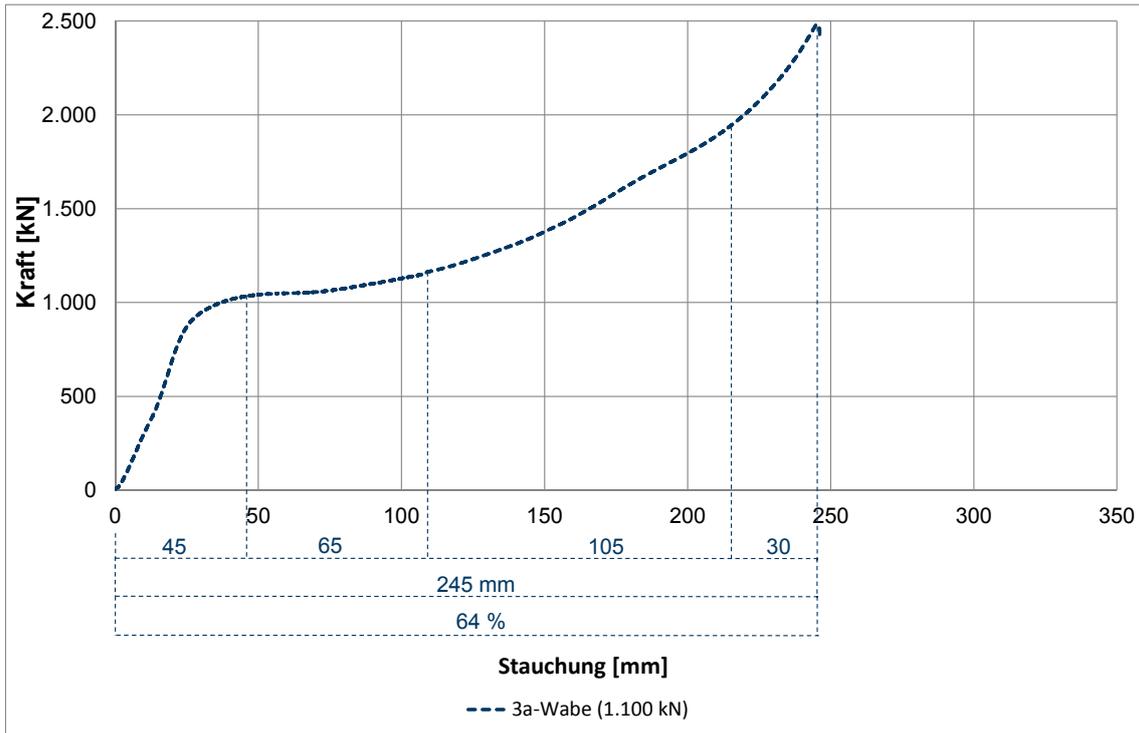


Abbildung A-24: Herleitung der Ergebnisse in Tabelle 11 für V.III-3a

Anlage A.4: Gebirgsarten GA1-GA5

Tabelle A-2: Gebirgsarten GA1-GA5, 2. Röhre Tauerntunnel nach ASFINAG (2006)

GA 1	
Lithologie	Stark tektonisierter Grau-, Grünphyllit mit
Schieferung/Anisotropie	< 6cm / hochanisotrop
Kluftkörpergröße	20 – 60 cm
TF-Beschaffenheit	wellig, glatt
TF-Ausbisslänge	niedrig
TF-Öffnung	geschlossen

Gesteinskennwerte	Mittelwert	n	s
UCS [MPa]	30		
mi [-]	8		
c [MPa]	(0,67*) 1-1,5	(8)	
φ [°]	(30,0*) 20-25 °	(8)	
E [GPa]			
v [-]			
γ [kN/m³]	27,5		
CAI [-]			

Trennflächenkennwerte	Mittelwert	n	s
Reibungswinkel [°]	20-25		
Restreibungswinkel [°]	17-20		

Gebirgskennwerte	Mittelwert	s
GSI [-]	35	
UCS [MPa]	3,3	
c [MPa]	1,1	
φ [°]	24,3	
E [GPa]	2,3	

n.....Anzahl Versuche
 s.....Standartabweichung
Schätzwerte
 *.....Versuche aus der Bergröhre von 1973

GA 3	
Lithologie	Kalkmarmor - gebändert
Schieferung/Anisotropie	20-60 cm, anisotrop
Kluftkörpergröße	> 60 cm
TF-Beschaffenheit	wellig, rau, K.: teilweise verfüllt
TF-Ausbisslänge	niedrig
TF-Öffnung	überwiegend geschlossen

Gesteinskennwerte	Mittelwert	n	s
UCS [MPa]	80		
mi [-]	14		
c [MPa]	10		
φ [°]	40		
E [GPa]			
v [-]			
γ [kN/m³]	27,1		
CAI [-]			

Trennflächenkennwerte	Mittelwert	n	s
Reibungswinkel [°]			
Restreibungswinkel [°]			

Gebirgskennwerte	Mittelwert	s
GSI [-]	55	
UCS [MPa]	18,2	
c [MPa]	4,75	
φ [°]	34,9	
E [GPa]	11,9	

n.....Anzahl Versuche
 s.....Standartabweichung
Schätzwerte
 *.....Versuche aus der Bergröhre von 1973

GA 2	
Lithologie	Bunthyllite; graue, grüne, schwarze und violette
Schieferung/Anisotropie	< 6cm / hochanisotrop
Kluftkörpergröße	20 – 60 cm
TF-Beschaffenheit	wellig, glatt
TF-Ausbisslänge	überwiegend niedrig
TF-Öffnung	geschlossen

Gesteinskennwerte	Mittelwert	n	s
UCS [MPa]	25		
mi [-]	7		
c [MPa]	(0,67*) 1,5-2,0	5	
φ [°]	20* 25-28 °	5	
E [GPa]			
v [-]			
γ [kN/m³]	27,5		
CAI [-]			

Trennflächenkennwerte	Mittelwert	n	s
Reibungswinkel [°]	19*	22	
Restreibungswinkel [°]	17*	22	

Gebirgskennwerte	Mittelwert	s
GSI [-]	40	
UCS [MPa]	2,9	
c [MPa]	0,9	
φ [°]	24,7	
E [GPa]	2,8	

GA 4	
Lithologie	Grau-, Grünphyllit mit
Schieferung/Anisotropie	< 6cm / hochanisotrop
Kluftkörpergröße	20 – 60 cm
TF-Beschaffenheit	wellig, glatt
TF-Ausbisslänge	überwiegend niedrig
TF-Öffnung	geschlossen, in Kalkmarmorlinsen teilweise offen

Gesteinskennwerte	Mittelwert	n	s
UCS [MPa]	40		
mi [-]	8		
c [MPa]	2		
φ [°]	28		
E [GPa]			
v [-]			
γ [kN/m³]	27		
CAI [-]			

Trennflächenkennwerte	Mittelwert	n	s
Reibungswinkel [°]	20-25		
Restreibungswinkel [°]	17-20		

Gebirgskennwerte	Mittelwert	s
GSI [-]	40	
UCS [MPa]	5	
c [MPa]	1,6	
φ [°]	25,8	
E [GPa]	3,56	

GA 5

Lithologie	Mischserie A: Grau-,Grünphyllite mit
Schieferung/Anisotropie	< 6cm bei Phylliten; 6 – 20 cm in
Kluftkörpergröße	20 – 60 cm
TF-Beschaffenheit	wellig, glatt
TF-Ausbisslänge	niedrig
TF-Öffnung	größtenteils geschlossen

Gesteinskennwerte	Mittelwert	n	s
UCS [MPa]	30		
mi [-]	7		
c [MPa]	5,0 (17,35*)		
ϕ [°]	30 (33*)		
E [GPa]	0,488 (***)		
ν [-]			
γ [kN/m ³]	26,5		
CAI [-]	2,56		

Trennflächenkennwerte	Mittelwert	n	s
Reibungswinkel [°]	27,45		
Restreibungswinkel [°]	24,13		

Gebirgskennwerte	Mittelwert	s
GSI [-]	40	
UCS [MPa]	3,5	
c [MPa]	1,1	
ϕ [°]	24,7	
E [GPa]	3	

n.....Anzahl Versuche

s.....Standardabweichung

.....Schätzwerte

*.....Versuche aus der Bergröhre von 1973

***.....Dilatometerversuch

Anlage A.5-1: Skriptbezeichnungen des MATLAB-Berechnungsmodells zum KLV**Tabelle A-3:** Skriptbezeichnungen zur Berechnung der GKL in MATLAB

	Skriptname	Funktion	Besonderheit
Ohne Entfestigung des Gebirges	GKL1.m	Berechnung der GKL nach Sulem et al. (1987)	-
	VVA_GKL1.m	Berechnung der GKL nach Sulem et al. (1987)	Berücksichtigung von Vollverbundankern
	GKL2ohne.m	Berechnung der GKL nach Carranza-Torres und Fairhurst (1999)	Berücksichtigung eines Dilatationswinkels
	GKL2mit.m	Berechnung der GKL nach Carranza-Torres und Fairhurst (1999)	Berechnung mit HB-Parametern
	GKL3mit.m	Berechnung der GKL nach Salencon (1969)	Berücksichtigung eines Dilatationswinkels
Mit Entfestigung des Gebirges	GKL4.m	Berechnung der GKL nach Feder und Arwanitakis (1976)	-
	GKL5.m	Berechnung der GKL nach Brown et al. (1983)	Berechnung mit HB-Parametern
	GKL6.m	Berechnung der GKL nach Sulem et al. (1987)	Zeitabhängige Berechnung
	GKL7.m	Berechnung der GKL nach Carranza-Torres und Fairhurst (2004)	Berechnung mit HB-Parametern

Tabelle A-4: Skriptbezeichnung zur Berechnung der AKL in MATLAB

Skript-name	Funktion	Besonderheit
AKL1.m	Berechnung der Festigkeit und des E-Moduls des Spritzbetons in Abhängigkeit von der Zeit sowie Berechnung der Ausbaugekennlinie nach Eurocode 2 EN 1992-1-1 (2011)	<ul style="list-style-type: none"> • Berechnet eine mittlere Betondruckfestigkeit • Enthält Konstanten/ Beiwerte
AKL2.m	Berechnung der Festigkeit und des E-Moduls des Spritzbetons in Abhängigkeit von der Zeit sowie Berechnung der Ausbaugekennlinie nach ACI 209R-92 Model Code (1997)	<ul style="list-style-type: none"> • Berechnet eine mittlere Betondruckfestigkeit • Enthält Konstanten/ Beiwerte
AKL3.m	Berechnung der Festigkeit und des E-Moduls des Spritzbetons in Abhängigkeit von der Zeit sowie Berechnung der Ausbaugekennlinie nach JSCE Model Code (1999)	<ul style="list-style-type: none"> • Teilt Festigkeitsentwicklung in drei Phasen ein (< 3d, <5d und >5d) • Enthält Konstanten/ Beiwerte • Berechnet Festigkeit und E-Modul nach 91 Tagen
AKL6.m	Berechnung der Festigkeit und des E-Moduls des Spritzbetons in Abhängigkeit von der Zeit sowie Berechnung der Ausbaugekennlinie nach Aldrian (1991)	<ul style="list-style-type: none"> • Teilt Festigkeitsentwicklung in zwei Phasen ein (< 8h und >8h)
AKL7.m	Berechnung der Festigkeit und des E-Moduls des Spritzbetons in Abhängigkeit von der Zeit sowie Berechnung der Ausbaugekennlinie nach Meschke et al. (1996)	<ul style="list-style-type: none"> • Berechnung des E-Moduls ist abhängig von der zeitlichen Entwicklung der Druckfestigkeit. • Teilt Festigkeitsentwicklung in zwei Phasen ein (< 1d und >1d) • Benötigt Festigkeit und E-Modul nach 91 Tagen
AKL8.m	Berechnung der Festigkeit und des E-Moduls des Spritzbetons in Abhängigkeit von der Zeit sowie Berechnung der Ausbaugekennlinie nach Oreste (2003)	<ul style="list-style-type: none"> • Enthält Konstanten/ Beiwerte
AKL9.m	Berechnung der Festigkeit und des E-Moduls des Spritzbetons in Abhängigkeit von der Zeit sowie Berechnung der Ausbaugekennlinie nach Saurer et al. (2014)	<ul style="list-style-type: none"> • Berechnet eine mittlere Betondruckfestigkeit • Benötigt E-Modul und Festigkeit nach einem Tag

Tabelle A-5: Skriptbezeichnung zur Beziehung der LDP in MATLAB

Skriptname	Funktion	Besonderheit
LDP1.m	Berechnung der LDP nach Hoek (1999), (2016)	Berechnet ein LDP vor und hinter der Ortsbrust
LDP2.m	Berechnung der LDP nach Panet und Guenet (1982)	Berechnet eine elastische und plastische Verschiebungsfunktion , Berechnung nur ab Ortsbrust möglich
LDP3.m	Berechnung der LDP nach Corbetta (1991), Nguyen-Minh und Corbetta (1992)	Berechnet eine elastische und plastische Verschiebungsfunktion, Berechnung nur ab Ortsbrust möglich
LDP4.m	Berechnung der LDP nach Vlachopoulos und Diederichs (2009)	Berechnet ein LDP vor und hinter der Ortsbrust
LDP5.m	Berechnung der LDP nach Unlu und Gereck (2003)	Berechnet ein LDP vor und hinter der Ortsbrust
LDP6.m	Berechnung der LDP nach Pilgerstorfer (2008)	Berechnung von Formparametern und eines äquivalenten Ausbaustützdrucks, Berechnung nur ab Ortsbrust möglich

Tabelle A-6: Skriptbezeichnung zur Berechnung der Gegenüberstellungen der analytischen Ansätze des KLV in MATLAB

Skriptname	Funktion
GKL_VGL_all.m	Berechnet alle analytischen Ansätze zur Berechnung der GKL und stellt sie grafisch dar
AKL_VGL_all.m	Berechnet alle analytischen Ansätze zur Berechnung der AKL und stellt sie grafisch dar
SpC_VGL_all.m	Berechnet alle analytischen Ansätze zur Berechnung der Festigkeits- und E-Modulentwicklung in Abhängigkeit von der Zeit und stellt sie grafisch dar
LDP_VGL_all.m	Berechnet alle analytischen Ansätze zur Berechnung der LDP und stellt sie grafisch dar
VGL_all.m	Berechnet alle Kennlinien und stellt die Vergleiche in einzelnen Diagrammen grafisch dar

Anlage A.5-2: Parameterstudie zum Einfluss der Gebirgseigenschaften auf die Verschiebungsentwicklung mit dem KLV

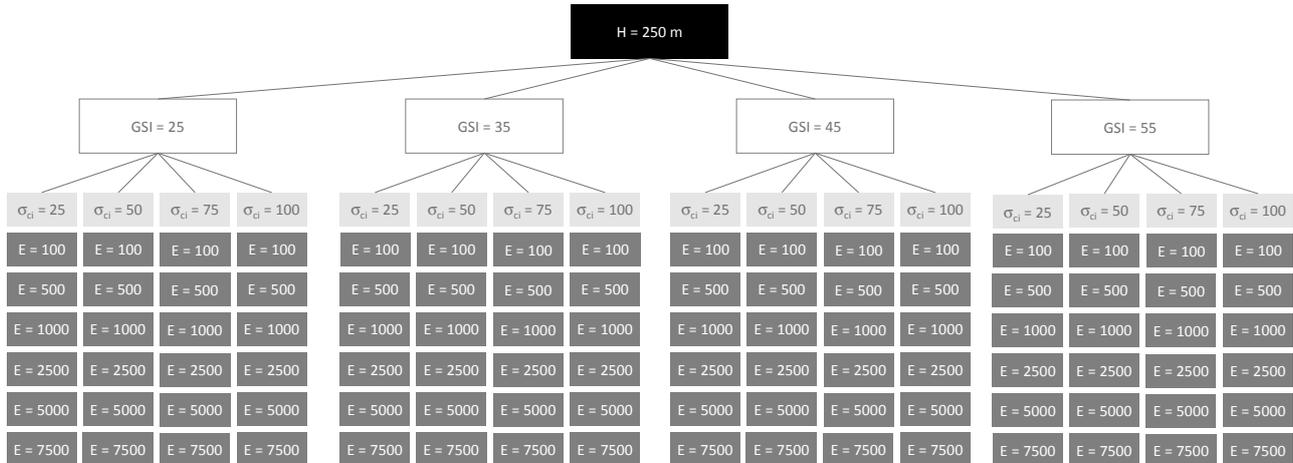


Abbildung A-25: Berechnungsschema der Parameterstudie bei einer Höhe von $H = 250$ m

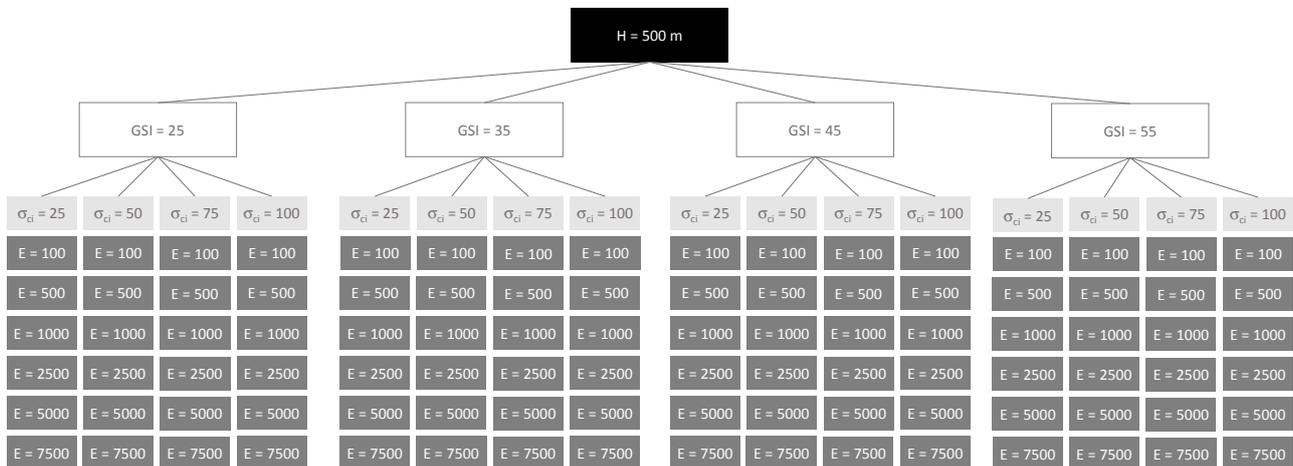


Abbildung A-26: Berechnungsschema der Parameterstudie bei einer Höhe von $H = 500$ m

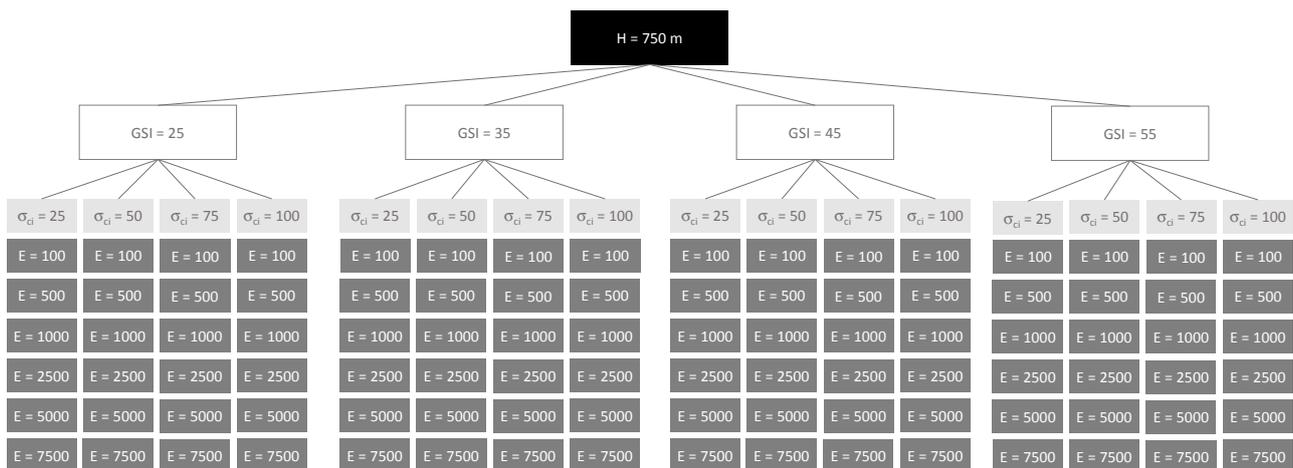


Abbildung A-27: Berechnungsschema der Parameterstudie bei einer Höhe von $H = 750$ m

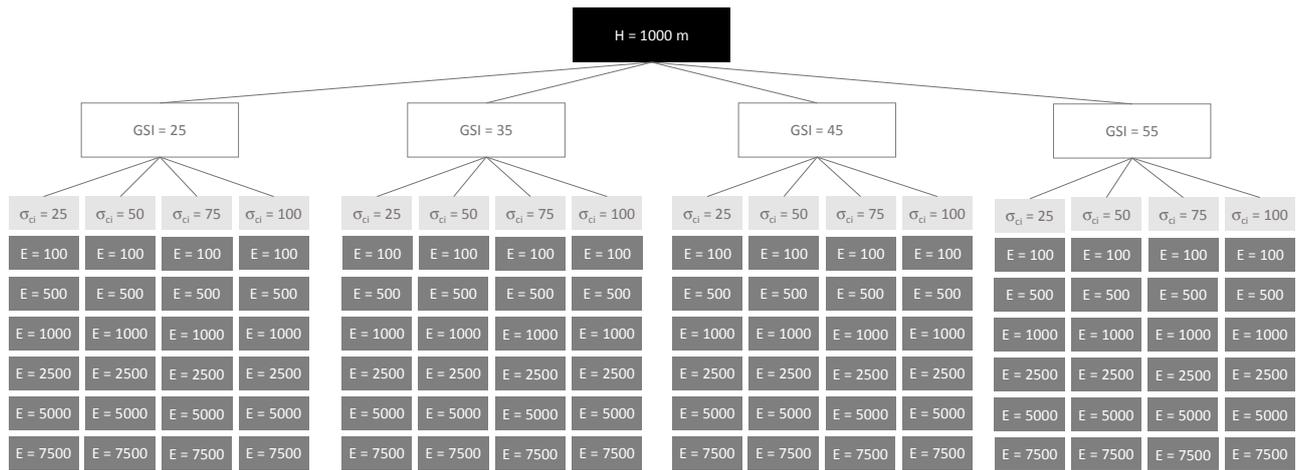


Abbildung A-28: Berechnungsschema der Parameterstudie bei einer Höhe von $H = 1.000 \text{ m}$

Anlage A.6-1: Fragebogen zur Handhabung von Stauchelementen



LEHRSTUHL FÜR TUNNELBAU, LEITUNGSBAU
UND BAUBETRIEB
PROF. DR.-ING. MARKUS THEWES

RUHR
UNIVERSITÄT
BOCHUM



Fragebogen zum Handling von Stauchelementen in der Tunnelbaupraxis

Allgemeine Projektdaten und Daten zu den verwendeten Stauchelementen

Tunnelbauprojekt: _____

Projektlaufzeit: _____

Geologische Randbedingungen im Bereich der VKL mit Stauchelementen:

Eingesetzte Stauchelemente (Hersteller; Aufbau des Stauchelements; Initialauslegungsniveau, bei dem Verformung beginnt):

■ _____

Abmessungen der Stauchelemente: _____

Gewicht der Stauchelemente: _____

■ Fragen zum Handling der Stauchelemente in der Tunnelbaupraxis

Welches Gerät kam zum Einsatz oder wurden die Stauchelemente händisch eingebaut?

Wie sah die Befestigung an den Gitterträgern bzw. Ausbaubögen aus?

■ _____

Gibt es Ihrerseits Anmerkungen zum Einbau der Stauchelemente und wo sehen Sie noch Verbesserungsbedarf im Handling?

WWW.RUB.DE

Abbildung A-29: Fragebogen zur Handhabung von Stauchelementen in der Tunnelbaupraxis

13 Lebenslauf

Persönliche Daten

Name: Hammer
Vorname: Anna-Lena
Titel: Dipl.-Ing.
Geburtsdatum: 19. Februar 1985
Geburtsort: Herne
Kontakt: anna-lena.hammer@rub.de

Beruflicher Werdegang

seit Oktober 2009 Wissenschaftliche Mitarbeiterin
Ruhr-Universität Bochum,
Fakultät für Bau- und Umweltingenieurwissenschaften
Lehrstuhl für Tunnelbau, Leitungsbau und Baubetrieb
Lehrstuhlinhaber: Prof. Dr.-Ing. Markus Thewes

Studium

Oktober 2004 – August 2009 Ruhr-Universität Bochum
Fakultät für Bau- und Umweltingenieurwissenschaften
Diplomstudiengang Bauingenieurwesen
Abschluss: Dipl.-Ing.

Schule

August 1995 – Juli 2004 Pestalozzi-Gymnasium Herne
Abschluss: Allgemeine Hochschulreife
August 1991 – Juli 1995 Grundschule an der Forellstraße, Herne
