

Trag- und Verformungsverhalten von Schirmgewölben mit Spießen beim Tunnelvortrieb im Lockergestein

Andy Klinger

Vollständiger Abdruck der von der TUM School of Engineering and Design der Technischen Universität München zur Erlangung eines
Doktors der Ingenieurwissenschaften (Dr.-Ing.)
genehmigten Dissertation.

Vorsitz: Prof. Dr. rer. nat. Kurosch Thuro

Prüfer der Dissertation:

1. Prof. Dr.-Ing. Roberto Cudmani
2. Assoc. Prof. Dr. techn. Franz Tschuchnigg
3. Prof. Dr.-Ing. Oliver Fischer

Die Dissertation wurde am 30.11.2022 bei der Technischen Universität München eingereicht
und durch die TUM School of Engineering and Design am 02.05.2023 angenommen.

Vorwort

Spieß- und Rohrschirme stellen im Vergleich zu Vereisungs- und DSV-Schirmen eine wirtschaftlichere Alternative zur Gewölbesicherung und Verformungsreduzierung für Spritzbetonvortriebe im Lockergestein oberhalb des Grundwasserspiegels dar. Die Herausforderung bei der Planung von Spieß- und Rohrschirmen liegt in der realistischen Erfassung der beim Vortrieb auftretenden dreidimensionalen Wechselwirkung mit dem anstehenden bzw. dem injizierten Boden, sofern Injektionen zur Vergütung des Gebirges im Bereich des Schirms verwendet werden. Um das Tragverhalten derartiger Schirmgewölbesicherungen realistisch zu simulieren, werden 3D-FE-Modelle benötigt, bei denen das Verhalten des Bodens, die Rohre bzw. Spieße, die Boden-Spieß/Rohr-Interaktion und der Vortrieb abgebildet werden. Da derart komplexe FE-Berechnungen in der Praxis kaum durchführbar sind, basiert die Planung von Spieß- und Rohrschirmen, anders als die von Vereisungs- und DSV-Schirmen, auf einfachen Modellen, Erfahrungen und empirischen Regeln. Zudem sind die Anwendungsgrenzen dieser Schirme nicht klar definiert und es gibt einige ungeklärte herstellungstechnische Fragen, z.B. hinsichtlich der Installation der Spieße/Rohre sowie hinsichtlich der installationsbedingten Auflockerung und den daraus resultierenden Verformungen des Baugrunds. Diese Unklarheiten führen schließlich oft zur Auswahl anderer, kostenintensiverer, aber nicht unbedingt sichererer Verfahren. Das fehlende Verständnis zum Tragverhalten und die damit einhergehenden Unsicherheiten in der Bemessung können einerseits zur Überdimensionierung der Gewölbesicherung mit entsprechendem Effizienzverlust führen. Andererseits besteht die Gefahr einer Nichteinhaltung von Anforderungen in Bezug auf die Grenze der Tragfähigkeit oder der Gebrauchstauglichkeit, die schlimmstenfalls zum Versagen der Sicherung führt.

Mit seiner Doktorarbeit leistet Herr Klinger einen wichtigen anwendungsorientierten Beitrag zur Schließung dieser Wissenslücken. Seine Analyse der Tragwirkung von Schirmgewölbesicherungen ist außergewöhnlich breit und umfasst neben einer kritischen Bewertung der vorliegenden Literatur, der Auswertung der Messdaten von zwei Tunnelvortrieben und der Durchführung von Modellversuchen auch die Untersuchung von Polymerinjektionen, eine Betrachtung unterschiedlicher Bauweisen sowie eine umfangreiche parametrische Studie mit der Finite Elemente Methode. Basierend auf den experimentellen und numerischen Ergebnissen zeigt Herr Klinger, dass das Potential von Spießschirmen in der Praxis noch nicht ausgeschöpft ist: Die Bauweise ist extrem flexibel und kann in Kombination mit Injektionen deutlich wirtschaftlicher sein als massive Schirmgewölbesicherungen mittels Vereisung und DSV. Die wesentlichen offenen Fragen, zu denen diejenigen nach der Längs- und Querverwirkung von Spießschirmen im Lockergestein sowie nach dem Einfluss von Spießinstallations- und Injektionsparametern auf Tragverhalten und Baugrundverformungen gehören, werden durch die Arbeit von Herrn Klinger weitgehend geklärt. Zudem ermöglichen seine Empfehlungen zur bautechnischen Auslegung und die von ihm entwickelten Bemessungswerkzeuge eine effektive Umsetzung der Forschungsergebnisse in die Praxis.

Roberto Cudmani

Kurzzusammenfassung

Beim Spritzbetonvortrieb im Lockergestein werden oft vorausseilende Sicherungen als Mikropfahlsysteme in Form von Spießen und Ortsbrustankern verwendet. Deren Einbau beschränkt sich zumeist darauf, einen standsicheren Ausbruchsbereich zu gewährleisten. In der vorliegenden Arbeit werden vier verschiedene Bauweisen von Spießschirmen vorgestellt, für die umfangreiche vortriebsbegleitende Messungen vorliegen. Diese Messwerte werden für die Kalibrierung und Validierung von dreidimensionalen Finite-Elemente-Modellen verwendet, welche die differenzierte Untersuchung der Längs- und Quertragwirkung der Spießschirme ermöglichen.

Auf der Grundlage dieser 3D-Modelle wird das Trag- und Verformungsverhalten verschiedener Schirmgewölbevarianten im Rahmen einer umfangreichen Parameterstudie untersucht. Dabei werden insbesondere Vor- und Nachteile der verschiedenen Systeme herausgearbeitet. Im Hauptteil der Arbeit werden Ausführungsvarianten zur Steigerung der Effizienz von Spießschirmen entwickelt. Der Vorteil dieser Stützmittel liegt darin, dass sie sehr schnell und flexibel an die jeweiligen Bodenverhältnisse angepasst werden können. Bei geeigneter Wahl der Art, Anzahl und Anordnung können sie mit den aufwendigeren Düsenstrahl-, Gefrier- und Injektionsschirmen konkurrieren und bieten unter Umständen deutliche Kosten- und Zeitvorteile.

Abstract

For sprayed concrete tunnelling in loose soils, spiles and face-bolts are often employed as micro pile systems to stabilise the roof and the face of the tunnel. In the present work, four different construction methods of spile umbrellas will be presented for which extensive site measurements are available. These measurements are used for the calibration and validation of a three-dimensional finite element model, which allows the differentiated investigation of the longitudinal and transverse load-bearing behaviour.

Based on this 3D model, the load-bearing and deformation behaviour of individual support system variants is investigated within the scope of an extensive parameter study. In particular, advantages and disadvantages of the different systems are worked out. In the main part of the work, design variants for increasing the efficiency of spile umbrellas are developed. The advantage of these supporting means is that they can be adapted very quickly and flexibly to the respective soil conditions. With a suitable choice of type, number and arrangement, they can compete with the more complex jet-grouting, freezing and injection umbrellas and offer significant advantages in terms of cost and time.

Danksagung

Diese Doktorarbeit ist während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Zentrum Geotechnik der TU München entstanden. Zunächst möchte ich mich für die freundliche Aufnahme am Institut bedanken, welches mir die Bearbeitung spannender Fragestellungen in einem tollen Umfeld und mit vielfältigen technischen Möglichkeiten erlaubte.

Der seinerzeit noch als Autobahndirektion Südbayern bekannten Impulsgeberin sowie den dortigen Mitarbeitern gilt ebenso mein Dank und herzlicher Gruß. Auch möchte ich mich für die Unterstützung bei Prof. Norbert Vogt bedanken, welcher es mir ermöglichte, bei seinen Projekten verantwortungsvoll mitzuwirken und dadurch viele Ideen aus der und für die Praxis in die vorliegende Arbeit einzubringen. Auch den freundlichen Laboranten, Bachelor- und Masteranden, die durch ihre Mithilfe und ihre Anstrengungen einen wesentlichen Beitrag leisteten, gilt mein großer Dank. Glück auf!

Prof. Jochen Fillibeck danke ich für die vielen freundschaftlichen Gespräche, seine stetigen Hinweise und die konstruktiven Diskussionen zur Erstellung der Arbeit sowie im Rahmen gemeinsamer Tätigkeiten im Prüf- und Sachverständigenwesen.

Ganz besonders bedanken möchte ich mich bei Prof. Roberto Cudmani für seine kritische Durchsicht, seine wichtigen Hinweise und vor allem für seinen Ansporn zur Er- und Fertigstellung dieser Arbeit.

Dem Vorsitzenden der Prüfungskommission, Prof. Kurosch Thuro, und den Prüfern der Arbeit, Prof. Franz Tschuchnigg und Prof. Oliver Fischer, danke ich für ihr großes Interesse und ihre freundliche Mitwirkung.

Liebe ehemalige Kollegen, vielen Dank für die harmonische und teils familiäre Zusammenarbeit sowie für die vielen freudigen Momente. An meine Freunde und meine Eltern für die mentale Unterstützung und die Möglichkeit zur Erholung und Motivation.

Almuth, dir gilt mein größter Dank für den Halt, die unendliche Liebe und stetige Zuversicht. Deine Nähe hält mich in der Spur und gibt mir volle Kraft voraus.

Für Vincent.

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	1
1.1	Motivation	1
1.2	Forschungsziele	2
1.3	Beschreibung der Methoden	3
1.4	Geltungsbereich der Arbeit	4
2	Grundlagen des Spritzbetonvortriebs im Lockergestein	7
2.1	Vortriebsbedingte Spannungsumlagerungen	7
2.2	Wirkung von Sicherungsmaßnahmen auf die Spannungsumlagerungen im Baugrund	13
3	Varianten der Schirmgewölbesicherung	16
3.1	Einführung	16
3.2	Spießschirme	18
3.3	Rohrschirme	22
3.4	Injektionsschirme	23
3.5	Düsenstrahlschirme	24
3.6	Vereisungsschirme	26
3.7	Weitere Verfahren	28
4	Stand des Wissens zum Trag- und Verformungsverhalten der Schirmgewölbesicherungen	29
4.1	Vorbemerkungen	29
4.2	Gesamtbetrachtungen – Quertragwirkung	29
4.3	Modellierungsansätze für stabförmige Sicherungsmittel	32
4.4	Detailbetrachtungen	39
4.5	Schlussfolgerungen	41
5	Bewertung von zwei Spritzbetonvortrieben mit Spießschirmsicherung im Hinblick auf die vortriebsbedingten Setzungen	42
5.1	Allgemeines	42
5.2	Tunnel Oberau	42
5.2.1	Projektbeschreibung	42
5.2.2	Ausgeführte Bauweisen im Lockergesteinsbereich	43
5.2.3	Vortriebsbedingte Oberflächensetzungen	45
5.2.4	Bewertung der Bauweisen	48
5.3	Tunnel Vötting (Westtangente Freising)	50
5.3.1	Projektbeschreibung	50

5.3.2	Ausgeführte Bauweisen	50
5.3.3	Vortriebsbedingte Oberflächensetzungen	51
5.3.4	Bewertung der Bauweisen	53
6	Mehrlagiger Spießschirm – kleinmaßstäblicher Modellversuch	54
6.1	Zielstellung	54
6.2	Versuchsaufbau	54
6.3	Versuchsdurchführung	57
6.4	Ergebnisse	57
7	Numerische Modelle für die Untersuchung des Tragverhaltens von Schirmgewölben	60
7.1	Allgemeines	60
7.2	Numerische Umsetzung im verwendeten Programm SOFISTIK ASE	61
7.2.1	Grundlagen zu ASE	61
7.2.2	Stabelemente	63
7.2.3	Schalenelemente	65
7.2.4	Volumenelemente	68
7.3	Hardening Soil (HS) Stoffgesetz	69
7.3.1	Vorbemerkungen	69
7.3.2	Umsetzung des Hardening-Soil-Models in ASE	69
7.4	Strukturmodelle	77
7.4.1	Überblick	77
7.4.2	Modellgeometrie und Vernetzung	79
7.4.3	Modellierung des Vortriebs	82
7.4.4	Modell 1: Schirmgewölbe aus Volumenelementen ohne Tragglieder im Halbraum	85
7.4.5	Modell 2: Spießschirm aus Volumenelementen und Stäben im Halbraum	86
7.4.6	Modell 3: Spießschirm als Halbraum aus Stab-, Schalen- und Volumenelementen	88
7.5	Kalibrierung der Strukturmodelle anhand von Verformungsmessungen	89
7.5.1	Baugrundsteifigkeit aus Feld- und Laborversuchen	89
7.5.2	Hor. Inklinometermessungen / geodätische Oberflächenmesspunkte	90
7.5.3	Vergleich der numerischen mit empirisch prognostizierten Oberflächensetzungen	92
7.5.4	Festlegung der Bodenkennwerte für die parametrische Studie	93

7.6	Beschreibung der in den parametrischen Untersuchungen betrachteten Varianten	94
8	Ergebnisse der Parameterstudie an den Strukturmodellen	95
8.1	Einfluss der Gebirgskennwerte	95
8.1.1	Überblick	95
8.1.2	Oberflächensetzungen	95
8.1.3	Verformungen am Ausbruchrand	99
8.1.4	Beanspruchung im Ausbau	101
8.1.5	Beanspruchung der Spieße	111
8.1.6	Ortsbruststandsicherheit	120
8.1.7	Zusammenfassung	125
8.2	Variation der geometrischen Randbedingungen	126
8.2.1	Allgemeines Tragverhalten des vergüteten Schirmgewölbes	126
8.2.2	Überdeckung	127
8.2.3	Vorauseilende Länge des Schirmgewölbes	128
8.2.4	Dicke des Schirmgewölbes	130
8.2.5	Bogenlänge des Schirmgewölbes	131
8.2.6	Aufstandsfläche des Schirmgewölbes	137
8.3	Variation der mechanischen Eigenschaften des Schirmgewölbes	140
8.3.1	Einfluss der Parameter einer Vergütung	140
8.3.2	Einfluss möglicher Auflockerungen und Fehlstellen	142
8.3.3	Einfluss der Spieße und ihrer Eigenschaften	143
8.4	Auswirkungen auf den Faktor der Vorentspannung im ebenen Dehnungszustand	150
8.4.1	Vorgehensweise der Untersuchung	150
8.4.2	Simulationsergebnisse	151
8.4.3	Schlußfolgerung	155
9	Empfehlungen für die Planung und Baupraxis	156
9.1	Auswahl des Schirmgewölbes	156
9.2	Bemessung der Schirmgewölbesicherung	159
9.3	Bemessung der Spritzbetonschale	160
9.4	Hinweise für die Herstellung von Spießschirmen	161
9.5	Qualitätssicherung von Spießschirmen mit Injektionen	162
10	Zusammenfassung und Ausblick	164

11 Referenzen	169
11.1 Literatur	169
11.2 Normen und Regelwerke	177
12 Anlagen	178
A.1 Abbildungsverzeichnis	178
A.2 Untersuchung des mechanischen Verhaltens der bei den numerischen Modellierungen verwendeten Böden	187
A.2.1 Feldversuche	187
A.2.2 Laborversuche	189
A.3 Mechanische Eigenschaften von Spießschirmen mit Polymerinjektionen	192
A.3.1 Allgemeines	192
A.3.2 Verwendete Injektionsmittel	194
A.3.3 Verwendeter Boden	196
A.3.4 Versuchsprogramm	197
A.3.5 Probekörperherstellung	197
A.3.6 Mechanische Eigenschaften der hergestellten Probekörper	203
A.3.7 Schlussfolgerungen für die Anwendung im Schirmgewölbe	211
A.4 Voruntersuchungen zur Eignung der verwendeten Software und des Stoffmodells	213
A.4.1 Allgemeines	213
A.4.2 Ödometerversuche	215
A.4.3 Triaxialversuche	217
A.4.4 Zugversuch am vergüteten Boden	221
A.4.5 Schlußfolgerung für die Anwendung bei den Strukturmodellen	222
A.5 Mechanische Eigenschaften von vergüteten Schirmgewölben	223
A.5.1 Zementinjektion (ZI)	223
A.5.2 Acrylatinjektion (AI) und Polyurethaninjektion (PI)	225
A.5.3 Düsenstrahlkörper (DS)	226
A.5.4 Vereisungskörper (VE)	226
A.5.5 Zusammenfassung	228
A.6 Modell 2 - Elementgruppen	229
A.7 Variationen am Modell 1	231
A.8 Variationen am Modell 2	233
A.9 Beanspruchung der Spieße	235

Überblick über die verwendeten Bezeichnungen

Symbol	Bezeichnung	Einheit
Großbuchstaben		
A_t	Tunnelquerschnittsfläche	m ²
AC	Acrylat	-
AI	Acrylatinjektionen	-
B	Breite	m
BDP	Bohrlochrammsondierung	-
BJT	Seitendruckversuch (Borehole jacking test)	-
C_c	Krümmungszahl	-
C_U	Ungleichförmigkeitszahl	-
D	Durchmesser / Lagerungsdichte	m / -
D_T	Tunneldurchmesser (bei Maulprofil: $D=H/2+B/2$)	m
DEM	Diskrete-Elemente-Methode	-
DS	Düsenstrahlverfahren	-
E_B	Seitendruckmodul	MN/m ²
E_{cm}	Elastizitätsmodul (Sekantenwert zwischen $\sigma_c = 0$ und $0,4 f_{cm}$)	N/mm ²
E_{oed}^{ref}	Erstbelastungsmodul für kompressive Belastung bei p^{ref}	MN/m ²
E_{50}^{ref}	Erstbelastungsmodul für deviatorische Belastung bei p^{ref}	MN/m ²
E_{ur}^{ref}	Wiederbelastungsmodul bei p^{ref}	MN/m ²
FAKS	Faktor der Steifigkeit	-
FEM	Finite-Elemente-Methode	-
GOK	Geländeoberkante	-
H	Tunnelhöhe	m
DSV	Düsenstrahlverfahren	-
I_D	bezogene Lagerungsdichte	-
IK	Injektionskörper	-
K_O	Seitendruckbeiwert	-
KG	Kennwertgruppe	-
KSG	Kalottensohlgewölbe	-
L	Länge	m
NÖT	Neue Österreichische Tunnelbauweise	-
OB	Ortsbrust	-
PU	Polyurethan	-
PI	Polyurethaninjektionen	-
SpB	Spritzbetonbauweise	-
Ü	Überlagerungshöhe	m
VE	Vereisung	-
VL_s	Volumenverlust infolge des Mehrausbruchs	%
ZI	Zementinjektion	-
Kleinbuchstaben		
a	Achsabstand	cm / m
b	Breite des Gleitkeils	m
c'	Kohäsion des drainierten Bodens	kN/m ²
e	Porenzahl	-
min e	Porenzahl bei lockerster Lagerung	-
max e	Porenzahl bei dichtester Lagerung	-
f_{cm}	mittlere Druckfestigkeit nach 28 Tagen	N/mm ²
f_t	Zugfestigkeit	N/mm ²
f_y	Streckgrenze	N/mm ²
h	Höhe der Ortsbrust	m
h_w	Grundwasserstand	m

i	Wendepunktabstand von der Tunnelachse	m
k	Durchlässigkeitsbeiwert	m/s
n	Porenanteil	-
min n	Porenanteil bei lockerster Lagerung	-
max n	Porenanteil bei dichtester Lagerung	-
p	Isotrope Hauptspannung / hydrostatische Spannung	
p ^{ref}	Referenzspannung	kN/m ²
q	Deviatorspannung	kN/m ²
q _u	Einaxiale Druckfestigkeit	N/mm ²
s _{max}	Maximale Setzung über der Tunnelfirste	mm
s(x)	Setzungen im horizontalen Abstand x von der Tunnelachse	mm
w	Wassergehalt	%
z ₀	Tiefe der Tunnelachse	m
Griechische Buchstaben		
α	Steigungswinkel der MOHR-COULOMBSchen Grenzbedingung	°
γ _G	Wichte Baugrund	kN/m ³
σ	Spannung	kN/m ²
θ	Winkel des Gleitkeils vor der Ortsbrust	°
ε _{c1}	Stauchung beim Höchstwert der Betondruckspannung	‰
ε _{cu1}	rechnerische Bruchdehnung unter Druckbeanspruchung	‰
τ	Schubspannung	kN/m ²
ν	Querdehnzahl	-
φ'	Reibungswinkel des dränierten Bodens	°
ρ _d	Trockendichte	g/cm ³
min ρ _d	minimale Trockendichte	g/cm ³
max ρ _d	maximale Trockendichte	g/cm ³
ρ _s	Korndichte	g/cm ³
σ _{t,sp}	Spaltzugfestigkeit	N/mm ²

1 Einleitung

1.1 Motivation

Beim Spritzbetonvortrieb im Lockergestein werden oft vorausseilende Sicherungen in Form von Schirmgewölben und Ortsbrustankern verwendet. Deren Einbau beschränkt sich zumeist darauf, einen standsicheren Ausbruchsbereich zu gewährleisten. Bei innerstädtischen Vortrieben sind zudem oft Verformungen und Erschütterungen zu begrenzen. Bei der Wahl einer geeigneten Methode der vorausseilenden Sicherung müssen technische und wirtschaftliche Aspekte berücksichtigt werden.

Schirmgewölbesicherungen leisten einen wichtigen Beitrag zur Vortriebssicherung und Verformungsreduzierung (KLINGER und FILLIBECK 2020). Gerade durch den frühzeitigen Einbau gelten sie als wirksames Mittel, die Ausbaukennlinie im Hinblick auf die gewünschten Verformungen zu steuern. In wirtschaftlicher Hinsicht bieten diese vorausseilenden Sicherungen zusammen mit den Ortsbrustankern eine geeignete Alternative zum Ausbruch in kleinteiligen Querschnitten oder kurzen Abschlaglängen (KLINGER und FILLIBECK 2021).

Um die beschriebenen Anforderungen zielgerecht zu erfüllen, stehen verschiedene Methoden zur Verfügung. Als Schirmgewölbesicherungen werden beim konventionellen Spritzbetonvortrieb oft Spieß- oder Rohrschirme verwendet. Zum Teil kommen auch wesentlich aufwendigere Schirme mittels Vereisung, Düsenstrahlverfahren oder Injektionen zum Einsatz.

Die Auswahl der Verfahren erfordert neben einem umfangreichen Verständnis der Tragwirkung dieser Sicherungen auch die Kenntnis der Besonderheiten ihrer Herstellung, welche eng mit der Zusammensetzung und den mechanischen Eigenschaften des Baugrunds verbunden sind. Stellt sich die gewählte Methode während der Bauphase als ungeeignet heraus, kann es zu Schäden und Verzögerungen kommen, die signifikante Kostenmehrungen bedeuten und oft zum Streit zwischen Auftraggebern und Auftragnehmern führen können. Mangels besseren Wissens werden oft Sicherungssysteme auf der Basis von starken Modellvereinfachungen ausgelegt. Zur Bemessung werden ebene (zweidimensionale) Finite-Elemente- und Stabwerkmodelle verwendet, die insbesondere das Tragverhalten vorausseilender Sicherungen nur unzureichend erfassen und sich auf die Wirtschaftlichkeit der Sicherungssysteme sowie im ungünstigen Fall auf die Standsicherheit des zu stützenden Gewölbes auswirken.

Eine realistische Abbildung der Sicherungselemente sowie der vortriebsbedingten Lastumlagerungen stellt jedoch einen erheblichen Aufwand dar und kann in der Praxis kaum geleistet werden. Aufgrund der Modellkomplexität können aufwendige Untersuchungsreihen zur realistischen Erfassung des Tragverhaltens von Sicherungssystemen nur im Rahmen von Forschungsarbeiten realisiert werden.

In diesem Zusammenhang liegt der Hauptfokus dieser Arbeit in der Untersuchung des realistischen Trag- und Verformungsverhalten verschiedener Schirmgewölbevarianten worin die Spießschirme besondere Berücksichtigung finden.

1.2 Forschungsziele

- Hauptziel der Arbeit ist die Untersuchung des Trag- und Verformungsverhaltens von Spießschirmen als Teil der vorauseilenden Sicherungen. Dafür sollen zunächst die wesentlichen Einflussfaktoren auf das Tragverhalten von Schirmgewölbesicherungen herausgestellt werden.
- Bei der Feststellung der Faktoren die auf das Tragverhalten Einfluss haben, soll eine Unterscheidung in Faktoren die eine Allgemeingültigkeit für jegliche Bauarten von Schirmgewölbesicherungen aufweisen und in Faktoren die lediglich für Spießschirme gelten, vorgenommen werden. Basierend auf diesen Ergebnissen sollen Entscheidungshilfen zur Wahl der Schirmgewölbesicherung gegeben werden. In einer bereits veröffentlichten Voruntersuchung wird die Effektivität vorauseilender Sicherungsmittel zur Setzungsreduzierung beschrieben (FILLIBECK und KLINGER 2017). Die darin enthaltenen Erläuterungen sollen als Grundlage der vorliegenden Arbeit dienen.
- Zur Untersuchung des Trag- und Verformungsverhaltens von Spießschirmen sollen die Kräfte in den einzelnen Spießern und Spannungen in dem umgebenden Baugrund realitätsnah ermittelt und detailliert ausgewertet werden. Mit einer umfangreichen Parameterstudie sollen äußere Einflüsse sowie die Parameter des Spießschirms ermittelt werden, die sich auf das Trag- und Verformungsverhalten des Spießschirms auswirken und in ihre Relevanz bewertet werden.
- Nach der Auswertung der Parameterstudie sollen für die konventionellen Sicherungsmittel (Spieß- und Rohrschirme) Empfehlungen erarbeitet werden, um eine effiziente Sicherung des ungestützten Abschlags realisieren zu können. Der Vorteil dieser Sicherungsmittel liegt darin, dass diese sehr schnell und flexibel auf die jeweiligen Gebirgsverhältnisse angepasst werden können (HOLZLEITNER et al. 2004; PÖTTLER et al. 2004). Es sollen Auswahlkriterien wie Bauart, Anzahl und Anordnung festgelegt werden, damit diese konventionellen Sicherungsmittel in Konkurrenz zu den aufwendigen Düsenstrahl-, Vereisungs-, und Injektionsschirmen treten und im Hinblick auf Wirtschaftlichkeit deutliche Vorteile bieten können.
- Ein weiteres Ziel der Arbeit besteht darin, ein Konzept zur Bemessung der Spritzbetonschale zu entwickeln, welches eine Berücksichtigung der Lastabtragung über eine Schirmgewölbesicherung mit vereinfachten Berechnungsmodellen erlaubt. Dadurch ließen sich die Schalenstärke und die Bewehrungsmenge reduzieren.

- Für die bautechnische Umsetzung und Qualitätskontrolle sollen Empfehlungen für Maßnahmen gegeben werden, anhand derer die Annahmen zum Tragverhalten während der Ausführung geprüft werden können.
- Ein weiteres Ziel ist es, die dreidimensionalen Lastumlagerungen und Verformungen beim Tunnelvortrieb im Bereich der Ortsbrust anschaulich darzustellen, um zum Verständnis der komplexen Vorgänge beim Tunnelvortrieb im Lockergestein beizutragen.

1.3 Beschreibung der Methoden

Im Kapitel 2 werden die Spannungsumlagerungen im Bereich der Ortsbrust beschrieben, um die Beteiligung vorseilender Sicherungen an diesen Verformungsprozessen zu begründen.

Im Kapitel 3 folgt eine Beschreibung von vorseilenden Schirmgewölbesicherungen in Bezug auf deren Bauweisen und Herstellung. Nach einer Darstellung des Stands der Forschung zur Bemessung von Schirmgewölbesicherungen im Kapitel 4, werden in den nachfolgenden Kapiteln die Ergebnisse der eigenen wissenschaftlichen Forschungsarbeiten präsentiert und analysiert.

Im Kapitel 5 werden 2 Tunnelprojekte im süddeutschen Raum vorgestellt, bei denen verschiedene Varianten von Spießschirmsicherungen umgesetzt wurden (FILLIBECK et al. 2017; GOJ et al. 2019; FILLIBECK et al. 2020). Hiervon werden umfangreiche Messergebnisse ausgewertet und entsprechend bewertet. Die Auswertung und Interpretation der im Rahmen dieser Projekte durchgeführten Messungen legen einen wesentlichen Grundstein für die numerischen Berechnungen die zur Untersuchung des Tragverhaltens von Schirmgewölbesicherungen durchgeführt wurden.

Im Kapitel 6 werden experimentelle Untersuchungen in Form von kleinmaßstäblichen Modellversuchen vorgestellt. Diese wurden durchgeführt um ein besseres Verständnis der Tragwirkung von Spieß im Verbund mit dem Boden in Längsrichtung zu erlangen.

Im Anhang 12A.2 der Arbeit werden die Ergebnisse von Feld- und Laborversuchen dargestellt. Die Ergebnisse der Versuche dienen den Stoffmodellen, die bei den durchgeführten numerischen Vortriebssimulationen verwendet wurden. Für die polymerbasierten Injektionen lagen nur unzureichende Informationen über die Eindringfähigkeit und die erzielbaren Materialeigenschaften vor. Um diese näher zu bestimmen, wurden in den technischen Einrichtungen des Zentrum Geotechnik der TU München Labor- und Modellversuche durchgeführt. Mit den in Anhang 12A.3 dargestellten Ergebnissen wird die Bandbreite der Bodenarten erweitert, in welchen injizierte Spieß- und Rohrschirme zur Anwendung kommen können.

Im Kapitel 7 werden die zur räumlichen Untersuchung der Tragwirkung von Spießschirmsicherungen verwendeten Finite-Elemente-Modelle beschrieben. Ihre Kalibrierung wird anhand der in Abschnitt 5.2.3 vorgestellten Messergebnisse vorgenommen.

Da die 3D-Simulation von Tunnelvortrieben im Lockergestein inklusive Sicherung mittels Finite-Elemente-Methode hohe Anforderungen an Modellierung und Rechenleistung stellt, werden drei numerische Modelle verwendet, die sich hinsichtlich Aufbau, Detailierungsgrad der Vernetzung und Randbedingungen voneinander unterscheiden.

- Modell 1: Schirmgewölbe aus Volumenelementen ohne Tragglieder im Gebirge
- Modell 2: Spießschirmgewölbe aus Volumenelementen und Stäben im Gebirge
- Modell 3: Spießschirmgewölbe aus Volumenelementen ohne Gebirge

Die beschriebenen drei Modelle bauen in ihrer Detailstufe des Schirms jeweils aufeinander auf (siehe auch Abschnitt 7.4).

Im Rahmen der parametrischen Untersuchungen werden im Kapitel 8 die Eingangsgrößen, die für die Tragwirkung am relevantesten sind variiert, um ein möglichst breites Spektrum von Lockergesteinsvortrieben abzubilden.

Anhand der numerischen Ergebnisse werden die Randbedingungen von Schirmgewölben und Spießschirmen ausgewiesen, welche ersichtlichen Einfluss auf die Standsicherheit des Ausbruchsbereiches, die Oberflächensetzungen, aber auch auf die Bemessung der Tunnelauskleidung aufweisen.

Auf Grundlage der Berechnungsergebnisse werden im Kapitel 9 Anforderungen an die Planung und Ausführung von Spießschirmen erstellt und nach ihrer Priorität gegliedert. Hiervon lassen sich zudem Maßnahmen ableiten, welche während des Vortriebs umgesetzt werden können, um auf mögliche Abweichungen von Prognosen im Sinne der Beobachtungsmethode zu reagieren.

1.4 Geltungsbereich der Arbeit

Die Untersuchungen in der vorliegenden Arbeit werden für nichtbindiges, weitgehend kohäsionsloses Lockergestein bei geringer bis mäßiger Überdeckung vorgenommen. Dies entspricht den häufigen Randbedingungen, bei denen Schirmgewölbesicherungen eingesetzt werden. Somit wird das Gebirge, in dem der Tunnel vorgetrieben wird, in den Ergebnissen dieser Arbeit meist als Boden bezeichnet.

Die betrachteten Böden können gemäß DIN EN ISO 14688-1 (2018) als Kiese (Gr) oder Sande (Sa) mit geringem feinkörnigen Anteil bezeichnet werden. Gemäß DIN 18196 (2011) können die betrachteten Böden als grobkörnige und gemischtkörnige Böden mit geringem Massenanteil des Feinkorns bezeichnet werden, sodass der Geltungsbereich auf die

Bodenklassen GW, GE, GI, GU, GT, SW, SE, SI, SU, ST begrenzt wird. Bei Gemischtkörnigen Böden mit hohem Feinkornanteil bzw. feinkörnigen Böden wird eine kapillar- oder diagenesebedingte Kohäsion sowie eine undrainierte Scherfestigkeit vorausgesetzt, die ggf. den Bedarf an vorauseilenden Sicherungen reduziert. Zudem können die in der vorliegenden Arbeit zum Teil vorgestellten Bauweisen mit Niederdruckinjektionen wegen der geringen Durchlässigkeit von feinkörnigen Böden nicht erfolgreich umgesetzt werden.

Die betrachteten Spritzbetonvortriebe werden als drainiert angenommen, wodurch sich kein Wasserdruck auf den Ausbau bzw. die Sicherungsmittel aufbauen kann. Es wird angenommen, dass sich der Grundwasserspiegel außerhalb des Betrachtungsbereiches, d. h. deutlich unterhalb der Sohle befindet. Auch wird vorausgesetzt, dass keine Einflüsse aus Grundwasserströmung auf den Boden, z.B. durch Absenkungsmaßnahmen, vorliegen.

Zur Planung und Dimensionierung der erforderlichen Sicherungsmaßnahmen beim Vortrieb wurden von verschiedenen Autoren mehrere Klassifizierungssysteme entwickelt, welche auf Erkundungsergebnissen als auch Erfahrungen basieren und das Gebirgsverhalten beschreiben. Für die in dieser Arbeit betrachteten Verhältnisse sind in Tab. 1-1 die Klassen gemäß ausgewählten gängigen Klassifizierungssystemen zusammengestellt.

Der bergmännische Tunnelvortrieb wird nach heutigem Stand der Technik in Spritzbetonbauweise (SpB) ausgeführt, welche auch als „Neue Österreichische Tunnelbauweise (NÖT)“ bezeichnet wird. Die Verwendung von Spritzbeton hat den Vorteil, dass sich dieser mit dem Boden verzahnt und relativ schnell eine tragende Funktion in normaler und tangentialer Richtung übernimmt.

Tab. 1-1: Zuordnung des Spritzbetonvortriebs im Lockergestein in ausgewählte Klassifizierungssysteme

Klassifizierungssystem	Terzaghi	Lauffer	Pacher, Rabcewicz, Golser	Bieniawski (RMR)	DIN 18312
Basis der Beurteilung	Gebirgsdruck in Firste	ungesicherte Standzeit	Gebirgsbeschaffenheit / Ausbauwiderstand	Beschaffenheit des Gebirges	erforderliche Sicherung
Klasse	10 und 11	G	Vb	V	7 / 7a
Beschreibung	dicht und locker gelagerter Sand	sehr druckhaft	rollig	sehr schlechter Fels	-
Sicherungstyp	-	Getriebezimmerung mit Brustverbau	Teifflächenöffnung mit sofortiger Sicherung, schneller Ringschluss	-	unmittelbare Sicherung, Ortsbrust- und voreilende Sicherung. Bei 7 A zusätzlich Querschnittsunterteilung
Besonderheit	Ü > ~3D, nicht für SpB gültig	ursprünglich für Stollen entwickelt	-	Einteilung aufgrund rein felsmechanischer Untersuchungen	-
Jahr	1946	1958	1973	1974	2015
Literaturverweis	(TERZAGHI 1946)	(LAUFFER 1958)	(PACHER et al. 1974)	(BIENIAWSKI 1974)	(DIN 18312 2016)

Ein Großteil der in den letzten Jahrzehnten bergmännisch aufgefahrenen Verkehrstunnel weist ein maulförmiges Profil auf. Dies hat einerseits statische Gründe, da diese Form bei vorhandener horizontaler Beanspruchung (etwa im Bereich der halben Vertikalbeanspruchung) die geringste Biegebeanspruchung im Ausbau hervorruft. Zudem hat die Maulform wirtschaftliche Vorteile im Hinblick auf das Ausbruchvolumen und das erforderliche Lichtraumprofil für die geplante Nutzung.

Aus diesen Gründen steht die Spritzbetonbauweise für maulförmige Profile im nichtbindigen, drainierten Lockergestein im Fokus der vorliegenden Arbeit.

2 Grundlagen des Spritzbetonvortriebs im Lockergestein

2.1 Vortriebsbedingte Spannungumlagerungen

Das Gebirge (hier Lockergestein) befindet sich vor dem Tunnelvortrieb in einem Gleichgewichtszustand, welcher als Primärspannungszustand bezeichnet wird. Im Lockergestein hängen diese Primärspannungen im Wesentlichen von den folgenden vier physikalischen Größen ab:

- Wichte des Gebirges (hier Boden) γ_G
- Seitendruckbeiwert K_0
- Grundwasserstand h_w
- Bebauungs- / Verkehrslasten

Weitere Einflüsse, beispielsweise aus Morphologie, Tektonik und Chemismus, werden bei den weiteren Betrachtungen nicht berücksichtigt. Im Allgemeinen wird im Tunnelbau der Primärspannungszustand mit einer vertikalen Komponente $\sigma_v = \sigma_z$ und einer horizontalen Komponente $\sigma_h = \sigma_y$ angenommen (siehe auch Abb. 2-1). D. h. die vertikale und horizontale Richtung sind Hauptspannungsrichtungen. Diese Annahme setzt voraus, dass der betrachtete Bereich in Vortriebsrichtung entweder isotrope oder transversale isotrope Eigenschaften aufweist.

Die vertikale Hauptspannung kann gemäß der Kontinuumstheorie aus dem Gewicht des Bodens oberhalb des Betrachtungspunktes bestimmt werden. Bei homogenen Bedingungen über die Tiefe ist $\sigma_v = \gamma_G \times z$.

Die horizontale Primärspannung σ_h in Boden und Fels resultiert aus der Entstehungs- und Belastungsgeschichte sowie aus tektonischen Prozessen. Basierend auf Erfahrung setzt sich σ_h aus dem Produkt des Erdruhedruckbeiwerts (bzw. Seitendruckbeiwert im Gebirge aus Festgestein) K_0 und σ_v zusammen. Dabei gilt: $\sigma_h = K_0 \times \sigma_v$. So wurden gemäß BROWN und HOEK (1978) im Festgestein K_0 -Werte zwischen 0,54 und 5,56 dokumentiert. Im Lockergestein fällt diese Bandbreite geringer aus. Um zu berücksichtigen, dass mit zunehmender Scherfestigkeit des Bodens der Erdruhedruck abnimmt, wird für grobkörnige Böden häufig der aus JAKY (1948) abgeleitete empirische Ansatz $K_0 = 1 - \sin\varphi$ verwendet.

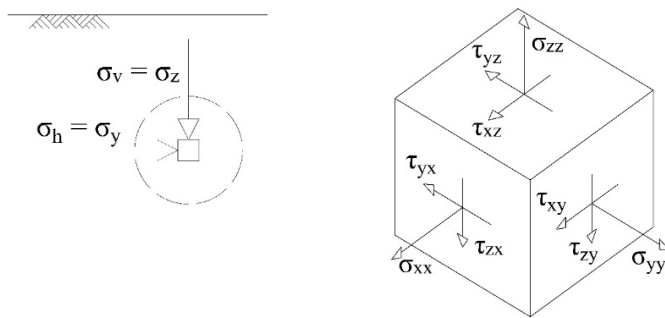


Abb. 2-1: Spannungskomponenten in der Ebene (links) und im Raum (rechts) – Definitionen für die vorliegende Arbeit

Mit ausreichendem Abstand zur Ortsbrust treten gemäß Abb. 2-2 Verformungen überwiegend in der y-z-Ebene auf. Die Verformungen in der x-y-Ebene und x-z-Ebene können dann vernachlässigt werden. Somit können mit ausreichendem Abstand (ca. 2 bis 3 Tunneldurchmesser D) von der Ortsbrust ebene Verformungsbedingungen angenommen werden.

Da die Spannungen σ_{xx} , $\tau_{yx} = \tau_{xy}$ und $\tau_{zx} = \tau_{xz}$ in Längsrichtung gemäß Abb. 2-3 näherungsweise konstant sind, spielen sie für die Bemessung der Tunnelschale keine Rolle.

Gemäß der Definition von GROSS et al. (2009) ist die Dicke der Scheibe in x- gegenüber ihren Ausdehnungen in y- und z-Richtung gering, wodurch vorausgesetzt werden kann, dass die Spannungen σ_{yy} , σ_{zz} und $\tau_{yz} = \tau_{zy}$ über die Scheibendicke konstant sind. Dadurch wird der allgemeine räumliche Spannungszustand auf den ebenen Spannungszustand reduziert und der Tunnelausbau kann im Querschnitt betrachtet und bemessen werden. Bei den Normalspannungskomponenten zeigen die Flächennormalen und Spannungen in die gleiche Richtung, weshalb eine Kennzeichnung der Spannungen und Dehnungen mit eindimensionalem Index x, y oder z ausreichend ist.

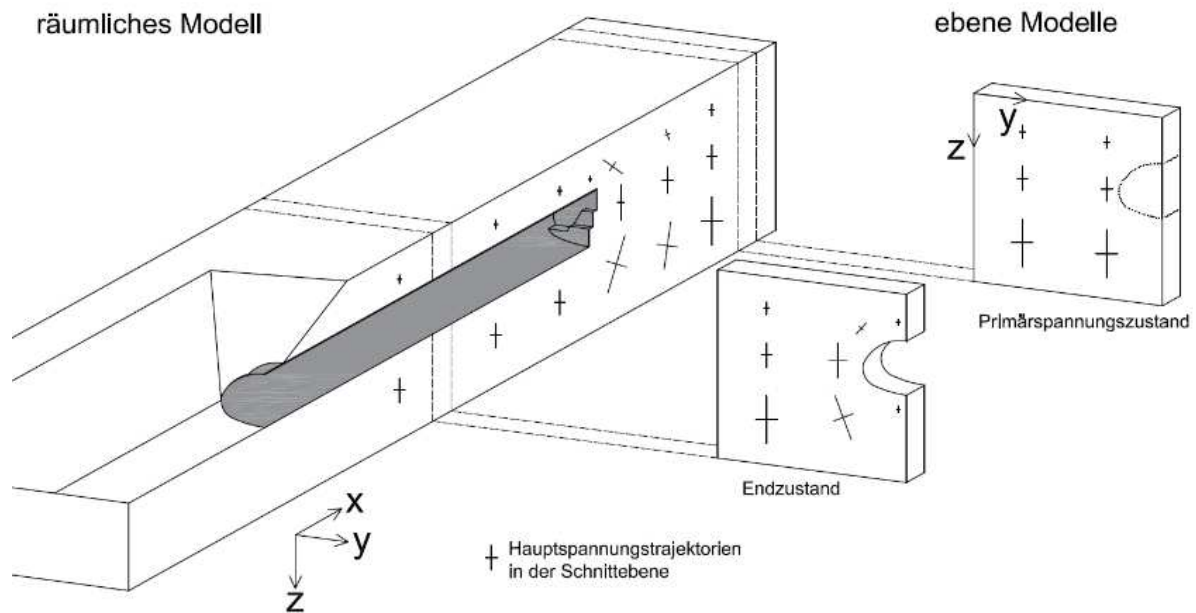


Abb. 2-2: Ebene Verformungszustände der Betrachtungsebenen bei ausreichendem Abstand von der Ortsbrust

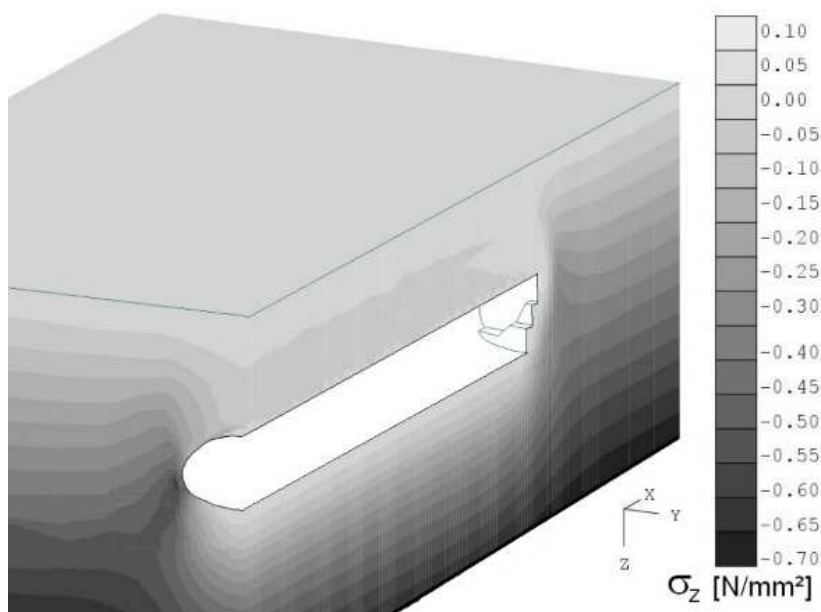


Abb. 2-3: Vertikalspannungen σ_z um den Ausbruch aus Berechnungen gemäß Kapitel 7.4

Diese ebene Betrachtung entspricht dem Stand der Technik, wenn es um die Bemessung des Tunnelausbaus im Endzustand geht, und wird in der einschlägigen Literatur als Empfehlung gegeben (DUDDECK 1980; DGGT 2014).

Ansätze zur Ermittlung der Belastung des Ausbaus im Lockergestein wurden bereits im Jahr 1943 publiziert (TERZAGHI 1943). Dieser Ansatz und seine Weiterentwicklungen bei TERZAGHI (1946) und KASTNER (1971) sind als sogenannte Silotheorie gebräuchlich, insbesondere dann, wenn die Überdeckung mehr als dem 2- bis 3-fachen Tunneldurchmesser entspricht. Hierbei wird angenommen, dass ein Bodenblock über dem Tunnel nach unten rutscht und

dass sich an dessen Seitenflächen Reibungskräfte entwickeln, die einen Teil des Blockgewichts abtragen. Dabei hängt der Reibungswiderstand von den Horizontalspannungen im Boden sowie von dessen Scherfestigkeit ab. Für geringere Überdeckungshöhen (< 2 bis $3 D$) wird dagegen vereinfacht davon ausgegangen, dass sich der Spannungsabbau über Reibung nicht einstellt und somit die Wichte der gesamten Überdeckung zur Ermittlung der Vertikalspannungen herangezogen werden muss (DUDDECK 1980).

Für die Untersuchung von Spannungsumlagerungsprozessen im Bereich der Ortsbrust ist dagegen eine räumliche Betrachtung unabdingbar. Insbesondere ist dies für die Untersuchung der Wirkungsweise vorausseilender Sicherungsmittel essentiell, wenn diesen eine Längs- und Quertragwirkung unterstellt wird. Ebene Modelle würden jeweils die eine oder die andere Tragwirkung vernachlässigen.

Des Weiteren werden bei ebenen Betrachtungen die Ent- und Wiederbelastungsvorgänge des elasto-plastischen Bodenverhaltens nur unzureichend erfasst. Durch den Vortrieb kommt es am Ausbruchrand zunächst zu einer Belastung mit folgender deutlicher Entspannung in den kurzzeitig ungesicherten Bereichen. Mit dem weiteren Vortrieb und der damit einhergehenden Spannungsumlagerung werden diese Bereiche wieder belastet. Um diese Vorgänge möglichst genau nachvollziehen zu können, sind ebenfalls räumliche Modelle notwendig, die zudem den schrittweisen Vortrieb berücksichtigen können.

Einen detaillierten Einblick in die Spannungsumlagerungsprozesse geben BERGER (2017) und BLIEM (2001), die die Spannungsverläufe während des Vortriebs an ausgewählten Stellen des Gebirges mit räumlichen FE-Modellen untersuchten. Die Vortriebssimulation von BERGER (2017) wurde hierzu in Anlehnung an die im Abschnitt 5.2 beschriebenen Projektrandbedingungen sowie an die in FILLIBECK und KLINGER (2017) verwendeten Kennwerte durchgeführt. Die Abb. 2-4 und Abb. 2-5 zeigen die ermittelten Spannungsverläufe an Firste und Ulme während der Vortriebssimulation. Mit der Nähe der Ortsbrust zum ausgewerteten Element steigen zunächst die Beanspruchungen an, um danach beginnend bei ca. 3 bis 4 Meter vor der Ortsbrust stark abzufallen. Mit dem Ausbruch bzw. kurz hinter der Ortsbrust erreichen die Spannungen ihren Minimalwert. Im Bereich der Firste bleiben die Spannungen auch nach dem Einbringen des Ausbaus auf dem niedrigen Niveau (Abb. 2-4). Im Bereich der Ulme (Kalottenfuß) steigen die Spannungen mit zunehmendem Abstand der Ortsbrust wieder auf das Ursprungsniveau bzw. die Vertikal- und Längsbeanspruchungen darüber hinaus an. Ähnliche Schlußfolgerungen wie die von BERGER (2017) wurden im Rahmen von räumlichen FE-Berechnungen durch BLIEM (2001) gezogen.

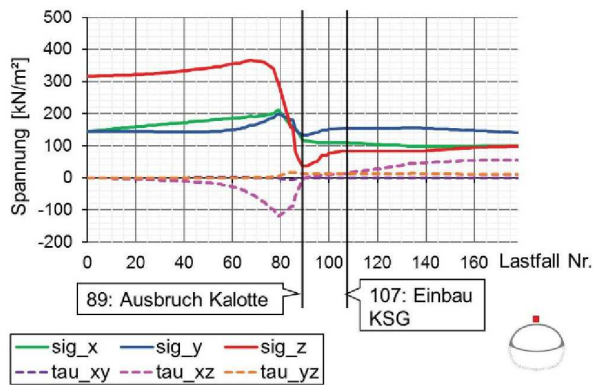


Abb. 2-4: Entwicklung der Normal- und Schubspannungen über die Bauzustände – Firste (BERGER 2017)

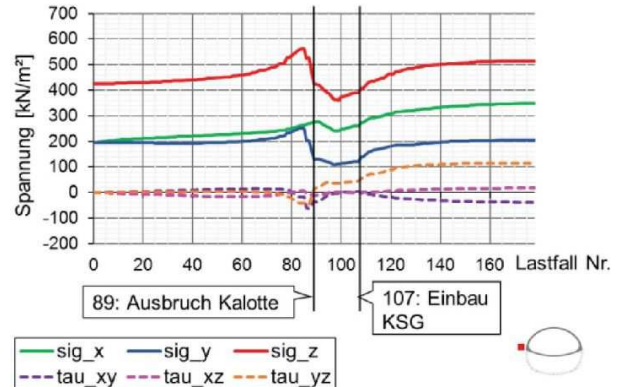


Abb. 2-5: Entwicklung der Normal- und Schubspannungen über die Bauzustände – Ulme (BERGER 2017)

Wegen der ungleichmäßigen Entlastung überschreiten insbesondere die Elemente im Bereich der Firste und der Ortsbrust die Grenzbedingung. Hierdurch bilden sich die plastifizierten Zonen und sogenannten Bruchkörper aus.

Die Ermittlung der räumlichen Umlagerungsprozesse spielt beim mechanisierten Tunnelvortrieb eine wesentliche Rolle für die Ermittlung des erforderlichen Stützdruckes zum Nachweis der Ortsbruststandsicherheit. In umfangreichen experimentellen und numerischen Studien, unter anderem von CHAMBON und CORTÉ (1994), KIRSCH (2009), LÉCA E. (1990), MELIX (1987) und RUSE (2004), wurden dazu die Einflüsse der Bodenparameter, des Ausbruchquerschnitts, der Länge des ungestützten Abschlags sowie der Überdeckung auf die Bruchkörpergeometrie untersucht. Die Ergebnisse von CHAMBON und CORTÉ (1994), KIRSCH (2009) und RUSE (2004) zeigen dabei eine gute Übereinstimmung im Hinblick auf die Bruchkörpergeometrie bei Untersuchungen im Sand (siehe Abb. 2-6 bis Abb. 2-8). Zusammenfassend lässt sich aus den Ergebnissen der Autoren der Schluss ziehen, dass sich in nichtbindigen Böden ein relativ steiler Gleitkeil ausbildet. Der Winkel des Gleitkeilanstiegs θ vor der Ortsbrust wird dabei mit dem Erddruckneigungswinkel ν_{ag} nach DIN 4085-2017 für den Sonderfall $\alpha = \beta = \delta_a = 0$ gleichgesetzt und demnach mit $45^\circ + \varphi/2$ angegeben. KIRSCH (2009) stellte bei seinen Untersuchungen fest, dass der Winkel θ mit zunehmender Lagerungsdichte weiter ansteigt und sich der Keil bis zur Höhe der Firste fortsetzt. Darüber bildet sich im dichten Boden ein vertikaler Schlot aus. Im lockeren Boden bildet sich der Schlot dagegen trichterförmig aus.

Die Kenntnis der geometrischen Ausprägung des Bruchkörpers vor der Ortsbrust ist eine wesentliche Grundlage zur Festlegung der erforderlichen vorausseilenden Länge des Schirmgewölbes. Das Schirmgewölbe sollte den Bruchkörper durchstoßen, um Lasten aus diesem in Längsrichtung vor der Ortsbrust abzutragen.

Dafür ergibt sich aus den geometrischen Ausprägungen des Bruchkörpers eine minimale vorausseilende Länge, die größer sein sollte als die Breite des Bruchkörpers b . Die Breite b vor der Ortsbrust ergibt sich zu $b = \tan(90^\circ - \theta) \cdot h$ (siehe auch Abb. 2-9). Eine Reduzierung der plastischen Verformungen am Bruchkörper würde zudem die Setzungen an

der Oberfläche reduzieren. Diese hypothetische Annahme der Lastabtragung in Längsrichtung und einer damit verbundenen Ortsbruststabilisierung und Setzungsreduzierung wird in der vorliegenden Arbeit noch detaillierter untersucht.

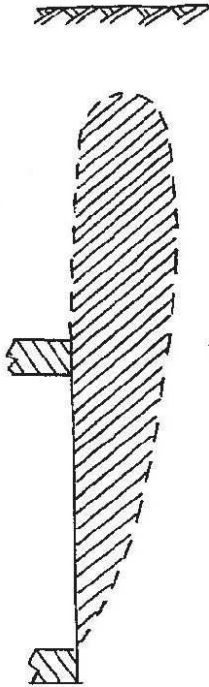


Abb. 2-6: Im Zentrifugenversuch ermittelter Bruchkörper ($H/D = 1$), (CHAMBON und CORTÉ 1994)

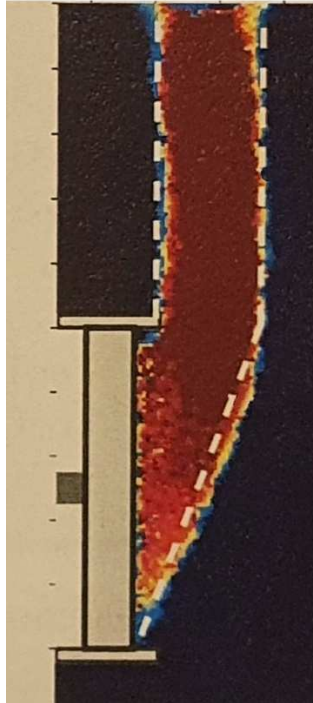


Abb. 2-7: Im 1g Versuch ermittelter Bruchkörper ($H/D = 1$), Darstellung als Particle Image Velocimetry (PIV), (KIRSCH 2009)

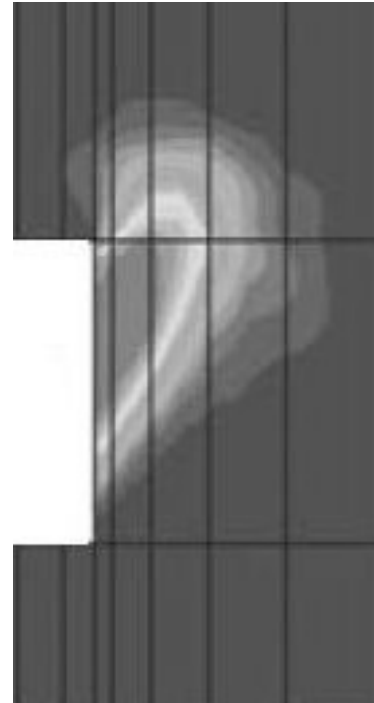


Abb. 2-8: Numerisch ermittelter Bruchkörper in Form von inkrementellen Verschiebungen ($H/D = 5$), (RUSE 2004)

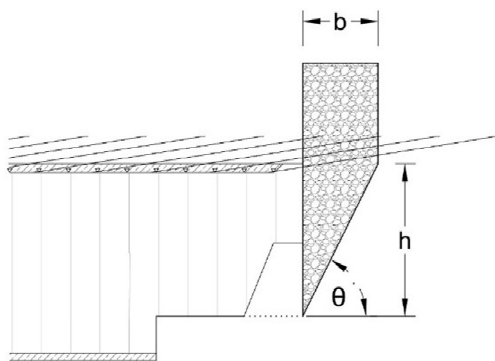


Abb. 2-9: Geometrische Definitionen am Bruchkörper

2.2 Wirkung von Sicherungsmaßnahmen auf die Spannungsumlagerungen im Baugrund

Um zu verhindern, dass sich unerwünscht große Plastifizierungen beim Spritzbetonvortrieb ausbilden, bzw. nicht hinnehmbare Versagenszustände bis hin zu Tagbrüchen entstehen werden Vortriebsunterteilungen und technische Sicherungsmittel eingesetzt, welche im Wesentlichen in den Vortriebsklassen gemäß DIN 18312 (2016) definiert sind.

Der Ort und Zeitpunkt des Einbaus bezogen auf den Stand der Ortsbrust spielt dabei eine wesentliche Rolle im Hinblick auf deren Einfluss auf Lastabtragung und Setzungsreduzierung. Dies wurde für die konventionellen Querschnittsunterteilungen (Abb. 2-10) und Sicherungsmittel (Abb. 2-11) beim Spritzbetonvortrieb im Lockergestein anhand von 3D-FE Berechnungen in FILLIBECK und KLINGER (2017) aufgezeigt.

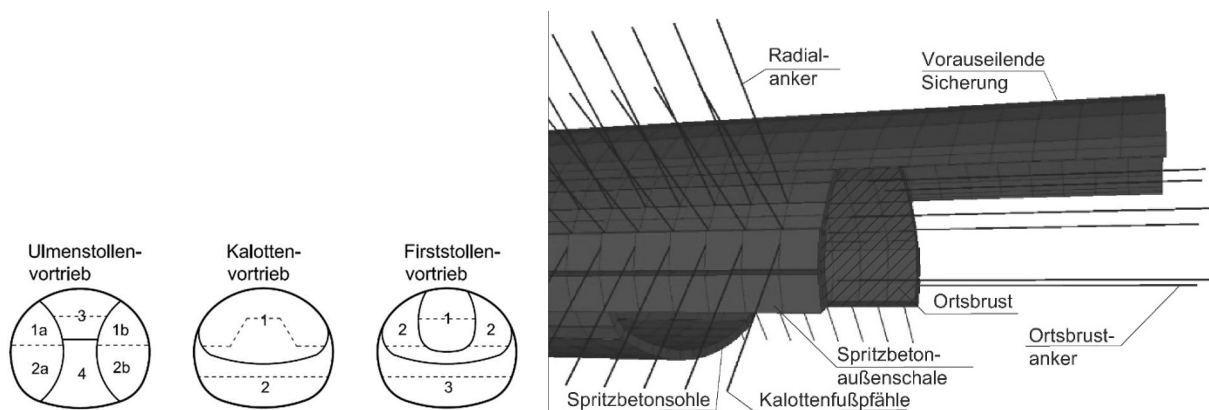


Abb. 2-10: Querschnittsunterteilung

Abb. 2-11: Untersuchte Sicherungsmittel

Die räumlichen Vortriebsberechnungen mit unterschiedlicher Unterteilung der Querschnitte gemäß Abb. 2-10 haben gezeigt, dass, sofern keine zusätzlichen Sicherungsmittel berücksichtigt werden, der Ulmenstollenvortrieb zu geringeren Setzungen führt, als der Kalottenvortrieb oder der Firststollenvortrieb. Die unterschiedlichen Berechnungsergebnisse lassen sich mit Spannungsumlagerungen beim Ausbruch und mit der Gewölbewirkung im Boden erklären.

Beim Ulmenstollenvortrieb entstehen vergleichsweise geringere Umlagerungen der Vertikalspannungen. Beim Vortrieb des Mittelstollens stützt sich das Gewölbe zunächst auf die Ulmenstiele ab. Erst mit dem Ringschluss verlagert sich der Gewölbedruck in den umliegenden Boden.

Dagegen sind beim Kalottenvortrieb aufgrund der Querschnittsbreite große Spannungsumlagerungen mit der Ausbildung eines großen Gewölbes über dem Vortrieb erforderlich. Dies führt vor dem Kalottenringschluss zu Spannungskonzentrationen im Bereich der Aufstandsfläche der Spritzbetonschale. Außerdem ergibt sich aufgrund der großen freien Ortsbrustfläche eine deutlichere Entspannung im Ortsbrustbereich. Reduzieren lassen sich Verformungen beim Kalottenvortrieb durch einen möglichst frühen Ringschluss (FILLIBECK und KLINGER 2017).

Beim Vortrieb des Firststollens werden zunächst im Zuge der Gewölbebildung im Boden die Vertikalspannungen in die benachbarten Bodenbereiche abgetragen. Diese werden dann beim Aufweiten zur Kalotte und beim Strossen-Sohlvortrieb wieder ausgebrochen. Dadurch treten mehrmalig Spannungumlagerungen im Boden auf, die sich hinsichtlich entstehender Oberflächensetzungen sehr ungünstig auswirken.

Der Kalottenvortrieb wird allerdings häufig verwendet, da der Vortrieb schnell mit großen Ausbruchgeräten erfolgen kann. Daher wurde weiterhin untersucht, welche Möglichkeiten es gibt, die Setzungen beim Kalottenvortrieb durch zusätzliche Sicherungsmittel gemäß Abb. 2-11 zu reduzieren. Als vorteilhaft haben sich insbesondere Ortsbrustanker (siehe auch Abb. 2-12) und injizierte, bis zur Kalottensohle reichende Spießschirme herausgestellt. Der Einfluss der Ortsbrustanker wurde zudem durch die Untersuchungen von ERFURTH (2016) bestätigt.

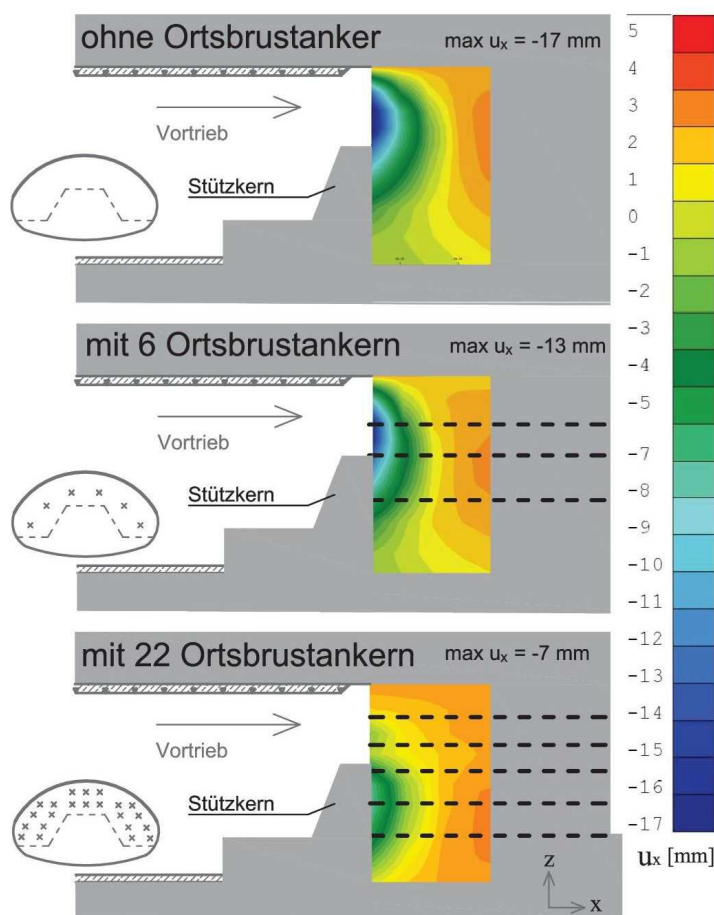


Abb. 2-12: Einfluss der Ortsbrustanker auf die Horizontalverschiebung der Ortsbrust (FILLIBECK und KLINGER 2017)

Die Spanne der möglichen Verformungsreduzierung kann am Beispiel einer Extremwertbetrachtung im Vorgriff auf die Simulationen in den Kapiteln 7 und 8 gezeigt werden. Eine räumliche Vortriebssimulation am Modell 2 ohne vorausseilende Sicherungsmittel, bei der die Gebirgskennwerte soweit reduziert wurden, dass eine numerische Konvergenz gerade noch erreicht werden konnte, wurde nochmals mit aktivierten Ortsbrustankern und massivem Schirmgewölbe gerechnet (vgl. Abb. 2-13). Ohne

vorausseilende Sicherungsmittel ergaben sich mit dem Vortrieb plastische Zonen, deren Form mit den Ergebnissen der Untersuchungen von CHAMBON und CORTÉ (1994), RUSE (2004) als auch KIRSCH (2009) übereinstimmte. Werden an diesem Modell mit unveränderten Randbedingungen Ortbrustanker und ein massives Schirmgewölbe aktiviert, werden ein Versagen in Form von Bruchkörpern verhindert und die Oberflächensetzung um ein Mehrfaches reduziert.

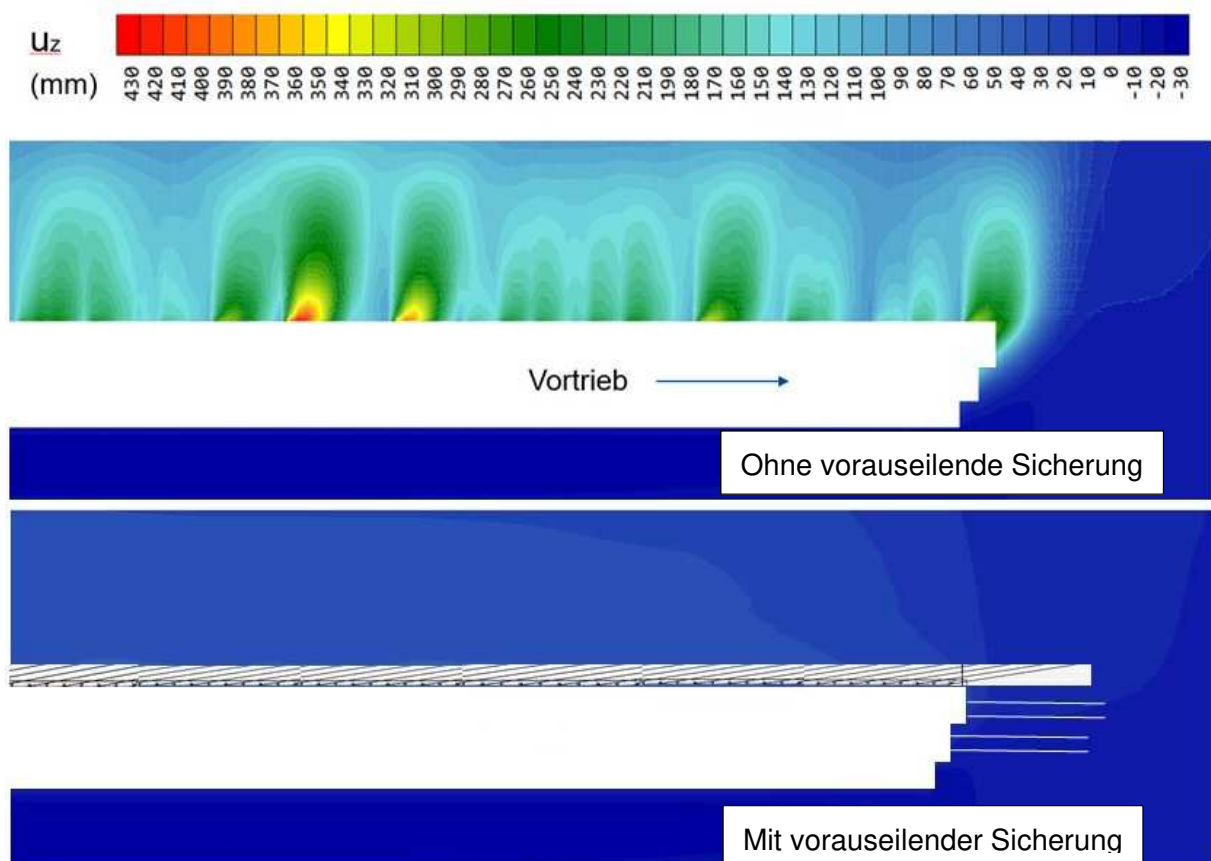


Abb. 2-13: Einfluss von vorausseilenden Sicherungen auf die Vertikalverformungen

Ulmenanker oder Kalottenfußpfähle bewirkten rechnerisch nur eine geringe Setzungsreduzierung, da diese erst eingebaut werden, nachdem sich der Großteil der Spannungsumlagerung und Verformungen ausgebildet hat (FILLIBECK und KLINGER 2017). Trotzdem beeinflussen diese Sicherungsmittel die Spannungsumlagerungen derart, dass sich geringere Beanspruchungen im Ausbau ergeben, vgl. (BERGER 2017) und (BLIEM 2001). Da die Umsetzung der hinsichtlich der Oberflächensetzungen vorteilhaften Sicherungsmaßnahmen beim Kalottenvortrieb kosten- und zeitintensiv ist, bleibt im konkreten Anwendungsfall abzuwägen, ob derartige Vortriebe gegenüber kleinteiligen Ulmenstollenvortrieben vorteilhaft sind.

3 Varianten der Schirmgewölbesicherung

3.1 Einführung

Für Schirmgewölbesicherungen gibt es keine einheitliche Nomenklatur sodass diese lediglich über den allgemein anerkannten Stand der Technik definiert und unterschieden werden. Dadurch ergeben sich oft Überschneidungen im Hinblick auf die Bezeichnung. Insbesondere wenn über Spieß- bzw. Rohrschirmrohre zusätzlich Injektionen vorgenommen werden, ist eine Abgrenzung zum Injektionsschirm schwierig. Durch OKE et al. (2014) wurden Abgrenzungsmerkmale definiert, um dadurch einen international einheitlichen Standard zu Schirmgewölbesicherungen zu erreichen. Nach einer umfangreichen Übersicht internationaler Publikationen und der darin vorgenommenen Unterscheidungsmerkmale werden diese auf Grundlage der Häufigkeit der Bezeichnungen für bestimmte Sicherungsarten als Basis der Nomenklatur verwendet.

Zunächst nehmen OKE et al. (2014) die Unterteilung der Gesamtkategorie vorausseilender Sicherungen in Schirmgewölbesicherungen und Sicherungen im Ortsbrustbereich vor. Bei den Schirmgewölben stellen diese als nächstes drei Unterkategorien Spieße / Rohrschirme / Injektionsschirme vor. Die Abgrenzung von Spieß- und Rohrschirmen zueinander nehmen OKE et al. (2014) mit der jeweiligen Länge L in Bezug zur Höhe H des Ausbruchquerschnitts vor. Dabei gilt $L < H \rightarrow$ Spießschirm bzw. $L > H \rightarrow$ Rohrschirm. Der Rohr- bzw. Stabdurchmesser als weiteres wesentliches Unterscheidungskriterium bleibt unberücksichtigt. Dieses hat jedoch wesentlichen Einfluss auf das Tragvermögen. Zudem gilt es zu bedenken, dass im Raum D-A-CH Spieß- und Rohrschirme durch ihren Durchmesser unterschieden werden und insbesondere bei der vorausseilenden Länge auch Spießschirme mit $L > H$ als solche bezeichnet werden.

In der nachfolgenden Übersicht (Tab. 3-1) werden vom Autor die Schirmgewölbesicherungen hinsichtlich ihrer Tragelemente und geometrischen Merkmale unterteilt, um deren Abgrenzungen zu vereinfachen.

Spritzbetonvortriebe im Lockergestein sind mit dem derzeitigen Stand der Technik ausführbar. Hierbei ist jedoch zu berücksichtigen, dass es in schwierigen Baugrundverhältnissen bzw., wenn es die Randbedingungen erfordern (z. B. möglichst setzungsarmer Vortrieb), deutlicher zusätzlicher Sicherungsmaßnahmen bedarf. So werden oft massive Schirmgewölbesicherungen wie Rohrschirme mit großem Durchmesser, Injektions-, Düsenstrahl- oder Vereisungsschirme angewandt, um einen sicheren Vortrieb zu gewährleisten und Schäden an der Oberfläche zu vermeiden. Diese Verfahren haben jedoch den Nachteil, dass sie eine Unterbrechung des Vortriebs zur Herstellung des Schirmgewölbes benötigen. Zudem benötigen diese Verfahren lange Einbauzeiträume und umfangreiche Messtechnik zur Kontrolle des Erfolgs der Sicherungsmaßnahme (JODL et al. 2005). Gegenüber den Spießschirmen sind deutlich geringere Vortriebsleistungen erzielbar. Eine detaillierte Beschreibung von Verfahren zur Herstellung der Schirmgewölbesicherungen gibt GIRMSCHIED (2008).

Tab. 3-1: Unterscheidungsmerkmale der Schirmgewölbesicherungen

Gruppe	Tragelement		Ø Einzelement	max. Länge
	längs	quer		
Spießschirme	Stäbe als Hauttragelement	nur in Verbindung mit Injektion	< 10 cm	ca. 12 m
Rohrschirme			10 - 30 cm	ca. 25 m
Injektionsschirme	Boden mit verbesserten mechanischen Eigenschaften		30 - 100 cm (Boden) 5 - 20 cm (Rohr)	ca. 50 m
Düsenstrahlschirme			40 - 200 cm	ca. 30 m
Gefrier- bzw. Vereisungsschirme			50 - 150 cm	ca. 80 m

Durch die vortriebsbegleitende geologische Dokumentation werden die Baugrundverhältnisse der kommenden Abschlüge prognostiziert. Je weiter die vorausseilende Länge der Schirmgewölbesicherung, desto größer wird die Prognoseunsicherheit der Verhältnisse am Einbauort dieser Sicherungsmaßnahmen. Durch die verhältnismäßig weite vorausseilende Länge der o. g. Injektions-, Düsenstrahl und Vereisungsschirme haben diese den Nachteil, dass die Herstellparameter dann möglicherweise nicht optimal für die vorliegenden Baugrundverhältnisse gewählt werden. Dies kann dazu führen, dass Störungen im Schirmgewölbe entstehen (z. B. Düsenschatten oder Lücken im Eiskörper) die den Vortrieb gefährden und zu Nachbrüchen führen können. Des Weiteren kann es bei der Herstellung der Sicherung zu Verformungen an der Oberfläche durch Hebungen infolge von Eislinnenbildung kommen. FILLIBECK et al. (2008) und FILLIBECK (2015) berichten überdies von Setzungen beim Düsen aufgrund eines zu großen Suspensionsrückflusses aus nach oben geneigten Düsenstrahlsäulen und einer daraus folgenden Abnahme des Säulenvolumens.

Dass die herkömmlichen Spieß- und Rohrschirme auch eine deutliche Erhöhung der Standsicherheit im Vortriebsbereich bewirken, zeigen VOLKMANN und SCHUBERT (2009) anhand von räumlichen FE-Berechnungen. Diese Sicherungsverfahren wirken jedoch Oberflächensetzungen weniger effektiv entgegen, wenn sie nur aus Stabelementen bestehen. Insbesondere bei inhomogenen Baugrundverhältnissen sollte dabei der Rohrschirm den Spießeln vorgezogen werden. VOLKMANN und SCHUBERT (2009) weisen auch darauf hin, dass keine klaren Regeln für die Wahl der Schirmgewölbesicherung bestehen. Nachfolgend werden die wesentlichen Merkmale und Möglichkeiten von Schirmgewölbesicherungen beschrieben.

3.2 Spießschirme

Voraussicherungen in Form von Spießern werden bei Vortrieben im Lockergestein vorwiegend als Bauhilfsmaßnahme angesehen, um Nachbrüche am ungestützten Abschlag im Überkopfbereich zu verhindern und zusätzlich die Profiligenauigkeit zu verbessern, vgl. (HELMBERGER und LACKNER 2004; HOLZLEITNER et al. 2004). Gegenüber den vorgenannten Schirmgewölbesicherungen werden die Spieße in JODL et al. (2005) zu den Stützmitteln gezählt. Die Spieße werden nach dem Stellen der Stahl- oder Gitterbögen über diese bzw. durch diese hindurch eingebracht. D. h. die Gitterbögen bilden das luftseitige Auflager, bevor die Spieße in die Spritzbetonschale eingefasst werden. Bergseitig wirkt der Bereich vor der Ortsbrust als Auflager. Um ein Ausrieseln von Boden zwischen den Spießern zu reduzieren bzw. zu verhindern, können Spieße auch vermörtelt bzw. verpresst werden.

Als Spieße werden entweder Stabstähle (Vollquerschnitt) oder Rohre (Hohlquerschnitte bzw. Kreisringquerschnitt) mit üblichen Außendurchmessern von 25 bis 76 mm verwendet. Beide Querschnittstypen können eine glatte oder gerippte Oberfläche aufweisen. Über Muffenverbindungen sind die Stäbe beliebig verlängerbar, wobei der vorhandene Baugrund und die Einbringverfahren die mögliche Spießeänge beschränken. So muss beim Rammen und beim Bohren für lange Spieße eine entsprechende Energie aufgebracht werden. Zudem müssen die Spieße beim bohrenden Einbringen eine hohe Torsionssteifigkeit aufweisen, um ein Verdrillen zu vermeiden. Je länger die Spieße, desto größer ist das Risiko einer Abweichung von der Sollage. Gebräuchliche Längen liegen aufgrund der zuvor beschriebenen Aspekte zwischen 3 und 6 m (siehe Abb. 3-1). Dass größere Längen von bis zu 12 m gemäß Abb. 3-2 technisch umsetzbar sind, zeigen die im Abschnitt 5.2 beschriebenen Projekterfahrungen. Zudem werden zumeist nahezu identische Systeme (selbstbohrende Hohlstäbe) bei Bodenvernagelungen und Vernetzungen zur Sicherung von Lockergesteinsböschungen oder als Mikropfähle zur Abtragung von Druck- und Zugkräften verwendet.

Gegenüber den in Tab. 3-1 genannten Rohr-, Injektions-, Düsenstrahl- und Vereisungsschirmen erscheint die realisierbare vorausschneidende Länge von Spießschirmen zunächst gering. Bei den längeren Schirmen werden die Überlappungen für den erneuten Ansatz jedoch in ähnlicher Größenordnung gewählt und entsprechen an dieser Stelle des Vortriebs etwa Spießschirmen. Die stabförmigen Sicherungselemente weisen dabei ein Fließmoment von ca. 0,5 bis 2,0 kNm auf. Durch die mehrmalige Überlappung (2-fach bis 8-fach) können somit Fließmomente von bis zu 16 kNm im betrachteten Längsschnitt erreicht werden. Dies entspricht in etwa den Fließmomenten von einlagigen, herkömmlichen Rohrschirmen. Üblicherweise besitzen Spießschirme jedoch Fließmomente von ca. 25 % des Fließmoments von Rohrschirmen.

Der Abstand der Spieße in Gewölbeumfangsrichtung beträgt im Allgemeinen $\leq 0,3$ m und wird in Abhängigkeit der Korngrößenverteilung und Kohäsion der Überlagerung gewählt.

Spießschirm \varnothing 0,05 m, L = 6,0 m, jeder 2. Vortriebsmeter

Schnitt A - A

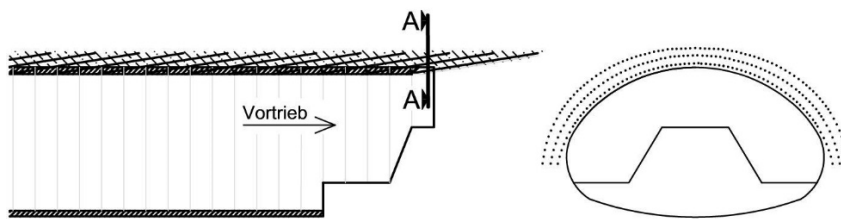


Abb. 3-1: Herkömmlicher Spießschirm

Spießschirm \varnothing 0,05 m, L = 12,0 m, jeder Vortriebsmeter

Schnitt A - A

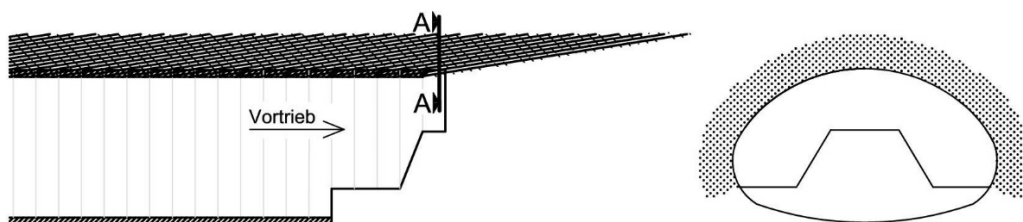


Abb. 3-2: Dichter und langer Spießschirm

Die verschiedenen Spießarten werden in der Literatur (HELMBERGER und LACKNER 2004; HOLZLEITNER et al. 2004) wie auch von den Herstellern entweder nach der Querschnittsform oder nach dem Einbringverfahren unterteilt. Von JODL et al. (2005) wird die Abgrenzung von Spießen (ohne Injektion) zu Injektionsspiessen vorgenommen.

Die folgende Übersicht in Tab. 3-2 stellt Spießvarianten und Herstellverfahren mit den gebräuchlichen Bezeichnungen ohne einen Anspruch auf Vollständigkeit vor. Die Stabspieße der ersten Zeile kommen wegen der erforderlichen Bohrlochstabilität nicht im rolligen Lockergestein zum Einsatz und werden nur der Vollständigkeit halber genannt.

Tab. 3-2: Übersicht der gebräuchlichen Spießvarianten

	Gruppe	Typenbezeichnung	Mantelfläche	Einbringung
Vollquerschnitt	Stabspieße	Betonstahlspieß, Stahlspieß, GEWI, SN-Spieß, Füllmörtelspieß	gerippt	vorgebohrt
		Rammspieß	glatt / gerippt	rammend / pressend
Hohlquerschnitt	Rohrspieße	Rammrohrspieß, Rammspieß	glatt	rammend / pressend
		Ramminjektionsspieß, Perfo-Spieß		
	Selbstbohrspieße	SB-Spieße, Hohlstab-System	gerippt	bohrend
		Selbstbohrinjektionsspieß, Injektionsbohrspieß (IBO)		
	Selbstbohrende Rohrspieße	Bohrrohrspieß, Rohrspieße, Tube-Spile	glatt	bohrend / schlagend mit Innengestänge und Schlagadapter
Injektionsrohrspieß				

Einen wesentlichen Beitrag zur Erhöhung des Tragvermögens von Spießschirmen leistet das Injektionsmittel. Abhängig von der Durchlässigkeit des Lockergesteins und der zu erreichenden Festigkeit und Steifigkeit des Bodenbereichs, in den injiziert wird, kommen unterschiedliche Bindemittel zum Einsatz. Von Mörtel, über Zement und Feinstbindemittel bis hin zu Kunststofflösungen sind Injektionsmittel zur Porenrauminjektion möglich.

Mit Feinstbindemitteln und Kunststoffinjektionen kann der Anwendungsbereich von Niederdruckinjektionen im Schirmgewölbe auf Bodenarten erweitert werden, in die mit herkömmlicher Zementinjektion nicht injiziert werden kann (KLINGER und FILLIBECK 2020). Dadurch erweitert sich der Einsatzbereich von Spieß- und Rohrschirmen, sodass sich diese auch als Alternative gegenüber den o. g. aufwendigen Düsenstrahl- oder Vereisungsschirmen anbieten. Insbesondere beim konventionellen Vortrieb kann so besser auf den Wechsel geologischer Randbedingungen aber auch auf Anforderungen hinsichtlich Verformungen reagiert werden.

Die Injektionsmittel werden über die Spieße eingebracht. Hierzu werden Spieße mit Hohlquerschnitten verwendet, die als Injektionskanal dienen. Herstellungstechnisch kann diese Bauart der Spieße zur Gruppe der Mikropfähle, d. h. zu gebohrten Pfählen mit einem Durchmesser < 300 mm gemäß DIN EN 14199 (2015) gezählt werden. Das Stahltragglied (Spieß) wird dabei mit einer verlorenen Bohrkronen in den Boden eingebohrt und mit Zement verpresst. Die Wechselwirkung dieses pfahlartigen Elements mit dem umgebenden Boden bewirkt eine erhöhte Lastabtragung in den Untergrund.

Die Injektion kann bereits während des Einbringvorgangs (bohrend) eingebracht werden, wenn beim Spülbohren Injektionsmittel anstelle von Wasser verwendet wird. Erfahrungsgemäß erfordert das Spülbohrverfahren gute Kenntnisse in der Anwendung. Die exakte Anpassung des W/B-Wertes, der Bohrgeschwindigkeit sowie der Verpressdrücke auf die vorhandenen Baugrundverhältnisse ist schwierig und wird durch die nach oben geneigte Herstellung erschwert. Nicht selten kann es zu übermäßigen Materialaustrag und zu verminderter Bohrlochstützung kommen, was zu erheblichen Setzungen an der Oberfläche führen kann. Abhilfe kann die Verwendung von Rammspießen bzw. (selbstbohrenden) Rohrspießen schaffen (vgl. auch Abschnitt 5.2).

Die o. g. Rohrspieße werden oft perforiert geliefert wodurch eine nachträgliche Injektion über die gesamte Spießstrecke möglich ist. Bei den Selbstbohrspießen (SB-Spieße bzw. IBO) wird die nachträgliche Injektion nur über die Austrittsöffnungen an der Bohrkronen eingebracht. Das Injektionsmittel kann mittels Schneckenförderpumpe oder Doppel- bzw. Einfachkolbenpumpe verpresst werden (GIRMSCHIED 2008), wodurch Suspensionsdrücke im Bereich der Niederdruckinjektionen von bis zu 20 bar erzeugt werden können (KAINRATH 2017). Unter Zuhilfenahme von Adaptern bzw. Verteilern können durch eine Pumpe mehrere Spieße gleichzeitig verpresst werden.

In besonders schwierigen Verhältnissen bzw. bei hohen Anforderungen an die Injektion besteht die Möglichkeit, das Bohren und Injizieren unter Zuhilfenahme eines Preventers am Bohrlochmund vorzunehmen. Dadurch können die Injektionsdrücke gesteigert und insbesondere ein ungewünschter Materialaustrag bei den Selbstbohrspießen verhindert werden.

Die meisten Injektionsverfahren können von der eingesetzten Vortriebsmannschaft ausgeführt werden. Somit ergeben sich nur kurze Unterbrechungen im Vortriebsablauf. Aufwendige Technik zur Einbringung und messtechnischen Überwachung (z. B. Temperatur) entfallen bei diesen Systemen. Zudem wird der Vortriebsquerschnitt nicht schrittweise aufgeweitet, wie bei dem sonst ausgeprägten Sägezahnprofil (Abb. 3-3). Dadurch ergeben sich Einsparungen beim Mehrausbruch sowie dem späteren Profilausgleich mit Beton. Durch schnelle Anpassung der Suspensionseigenschaften kann auf wechselnde Baugrundeigenschaften flexibel reagiert werden.

Im Abschnitt 5 werden praktische Erfahrungen und umfangreiche Verformungsmessungen von Vortrieben mit unterschiedlichen Spießsystemen ausgewertet. Hierbei werden die Besonderheiten der Bauweisen nochmals detailliert beschrieben.

3.3 Rohrschirme

Als Rohrschirme werden im Allgemeinen vorausseilende Sicherungen aus Rohren mit einem Durchmesser von etwa 0,1 bis 0,3 m bezeichnet. Die vorausseilende Länge ist zuweilen deutlich größer als die von Spießschirmen und beträgt häufig zwischen 12 und 24 m. Hierbei ist allerdings zu berücksichtigen, dass auch bei Rohrschirmen die der Ortsbrust vorausseilende Länge mit zunehmenden Vortrieb unterhalb dessen abnimmt. Die vorausseilende Länge des Rohrschirms entspricht beim Vortriebsstand des erneuten Ansatzes dann meist der von Spießschirmen. Erst durch den Einbau des nächsten Schirms, wird dieser wieder auf die o. g. Länge erweitert (siehe Abb. 3-3).

Für einen im Endzustand gleichbleibenden Vortriebsquerschnitt wird es erforderlich, die Rohre mit leichter Neigung nach oben herzustellen. Dies führt beim Vortrieb unter dem Rohrschirm zu einem bauzeitlich kontinuierlich erweiterten Querschnitt. Die Neigung der Rohre ist abhängig vom benötigten Arbeitsraum, der zum Einbohren des nächsten Rohrschirms notwendig ist. Zum Schutz der Vortriebsmannschaft vor unkontrolliertem Nachfall wird das Gebirge bis unter den Rohrschirm ausgebrochen, wodurch das sogenannte Sägezahnprofil entsteht (siehe auch Abb. 3-3). Das darin enthaltene Überprofil muss mit Spritzbeton bzw. Ortbeton aufgefüllt werden.

Ähnlich wie bei den in Abschnitt 3.4 beschriebenen Injektionsschirmen können auch Rohrschirme durch Injektionen stabilisiert werden. Eine deutliche Abgrenzung der beiden Bauweisen kann dann nicht mehr vorgenommen werden. Allerdings verbleibt beim herkömmlichen Rohrschirm mit Injektionen die Hauptlast im Rahmen der Lastabtragung auf den Rohren, da die Dicke des Schirmgewölbes weiterhin gering bleibt. Die Injektion soll dann konstruktive Eigenschaften übernehmen und beispielsweise ein Ausrieseln von Boden zwischen den Rohren verhindern. Statisch wird oft lediglich die Rohrfüllung aus Injektionsmittel angesetzt. Eine erhöhte Scherfestigkeit des durch Injektionen vergüteten Bodens zwischen den Rohren bleibt dabei unberücksichtigt.

Für eine signifikante Lastabtragung in Querrichtung müssten deutlich größere Rohrdurchmesser oder aber doppelagige Rohrschirme ausgeführt werden.

Eine Mischbauweise von Rohrschirmen und Injektionsschirmen wurde beispielsweise am Richthoftunnel angewandt und wird oft auch als Rohrinjektionsschirm bezeichnet (ARZ et al. 1994).

OKE et al. (2014) stellen umfangreiche Mess- und Berechnungsergebnisse von Rohrschirmen mit Injektion und Injektionsschirmen aus der Literatur vor und zeigen dadurch deren setzungsreduzierende Wirkung auf. Detaillierte Verfahrensbeschreibungen zu Rohrschirmen finden sich in den Arbeiten von ECKL (2012), SELLNER und STRAPPLER (2014), VOLKMANN (2014) und WISER (2018).

In besonders schwierigen Gebirgsverhältnissen bzw. bei empfindlicher Oberflächenbebauung kann zur Erhöhung der Schirmsteifigkeit und des Sicherheitsniveaus ein doppelagiger Rohrschirm eingesetzt werden. Dadurch entsteht jedoch gemäß Abb. 3-4 ein deutlich größeres Sägezahnprofil. Alternativ kann die zweite Lage versetzt, d. h. bei halber Länge der ersten Lage, erneut angesetzt werden.

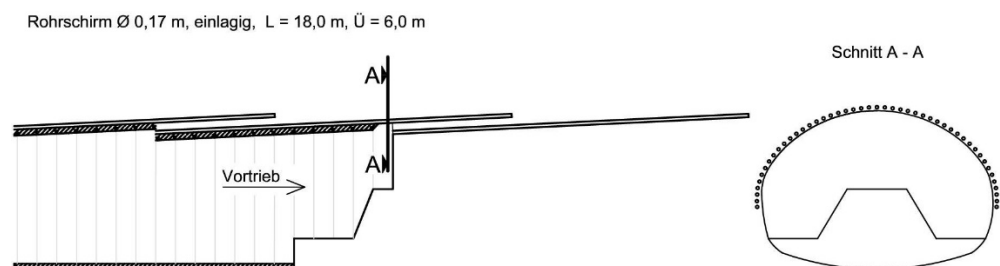


Abb. 3-3: einlagiger Rohrschirm

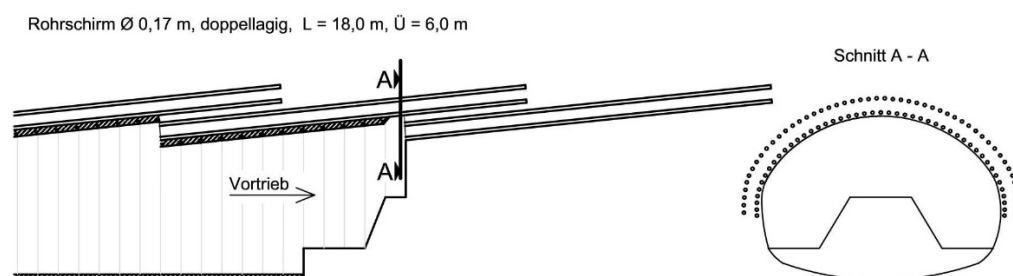


Abb. 3-4: doppelagiger Rohrschirm

Schirme aus Rohren mit großem Durchmesser von ca. 0,3 bis ca. 2,0 m, die in Einzelfällen auch eingesetzt werden, können mit Hilfe von speziellen Horizontalbohrgeräten installiert bzw. im Microtunneling-Verfahren hergestellt werden. Diese Verfahren werden zur Sicherung von großen Vortriebsquerschnitten (z. B. Kavernen) eingesetzt und können im Hinblick auf ihre geometrische Ausprägung eher mit Düsenstrahlschirmen verglichen werden. In diesem Fall erfolgt die Herstellung oft aus Baugruben oder Startschächten.

Eine Abgrenzung dieser Spezialbauweisen von den zuvor beschriebenen, herkömmlichen Rohrschirmen besteht derzeit nicht. Zukünftig könnte eine Unterscheidung über das Herstellverfahren (mittels Bohrgerät oder Rohrvortrieb) vorgenommen werden.

3.4 Injektionsschirme

Die Gewölbesicherungen aus Injektionsschirmen gemäß Abb. 3-5 unterscheiden sich von den injizierten Spieß- oder Rohrschirmen darin, dass der mittels Porenrauminjektion vergütete Boden als Haupttragelement des Gewölbes wirkt. Die zur Einbringung des Injektionsmittels mit Niederdruck (max. ca. 10 bar) verwendeten Hilfsmittel, wie z. B. Injektionslanzen und Manschettenrohre (FILLIBECK 2015), werden nicht als Tragelement berücksichtigt. Des Weiteren werden Injektionsschirme oft eingesetzt, um die Durchlässigkeit des Bodens im Bereich um den Ausbruchrand zu reduzieren. Dadurch sollen Wasserzutritte (VOGT et al. 2010) oder auch Druckluftverluste (RODIO 2019) minimiert werden.

Insbesondere über die Manschettenrohrinjektion können vorausseilende Längen von über 25 m erreicht werden (RODIO 2019). Die Injektionen können auch von der Geländeoberfläche ausgeführt werden, um das Verfahren unabhängig vom bergmännischen Vortrieb zu machen.

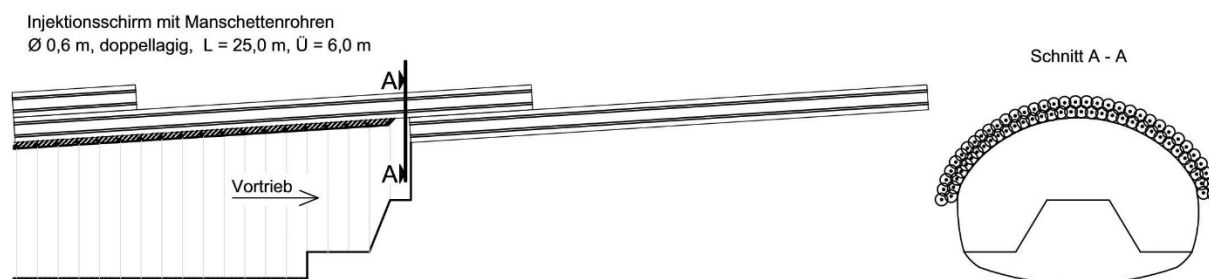


Abb. 3-5: doppellagiger Injektionsschirm mit Manschettenrohren

Ein erhebliches Risiko beim Verfahren ist, dass die Baugrundverhältnisse in größeren Abständen vor der Ortsbrust oft nur näherungsweise aus punktuellen Aufschlüssen bekannt sind. Bei wechselnden Verhältnissen kann dann eine Porenraumverfüllung durch die Injektion nicht sichergestellt werden (siehe auch Abschnitt 12A.3.1 der Anlage). Aufgrund der hohen Kosten für das Injektionsgut, dessen Einbringverfahren mittels Packertechnik und der oft mächtigen Ausprägung des erforderlichen Schirms kommt das Verfahren nur in Ausnahmefällen und über kurze Vortriebsstrecken zum Einsatz.

Kosten und zeitintensiv sind zudem die erforderliche Planung, die Drucksteuerung sowie die Qualitätskontrolle während der Ausführung, um die Anforderungen an die Injektion einzuhalten sowie Schäden infolge von Hebungen an der Oberfläche zu vermeiden.

3.5 Düsenstrahlschirme

Gegenüber den o. g. Injektionsschirmen wird beim Düsenstrahlschirm gemäß Abb. 3-6 mit wesentlich höheren Injektionsdrücken von bis zu 600 bar gearbeitet (WEHR und TRUNK 2012). Hierbei wird eine Düse in den Boden bis zur gewünschten vorausseilenden Länge bohrend eingebracht. Beim Zurückziehen des Gestänges wird das Korngefüge durch den Hochdruckstrahl zerstört. Ein Teil des Bodens wird über den Rückfluss aus dem Bohrloch transportiert. Der Rest bildet mit der Suspension eine Mischung, die nach Erhärten des Bindemittels eine höhere Festigkeit und Steifigkeit aufweist. Weitere Angaben zu den mechanischen Eigenschaften von Düsenstrahlschirmen finden sich in Abschnitt 12A.5.3 der Anlage.

In Abhängigkeit von den Baugrundbedingungen und der geforderten Reichweite kommen 1-, 2- oder 3-phasige Düsverfahren zum Einsatz, bei denen die Herstellung der Säule mit Bindemittel, mit Bindemittel und Luft, mit Wasser und Bindemittel oder mit Wasser, Luft und Bindemittel erfolgt. Wenn nur mit Wasser bzw. Wasser und Druckluft freigeschnitten wird, wird das Bindemittel über eine dahinter bzw. darunterliegende Düse zeitgleich mit

max. ca. 40 bar eingebracht (2-phasig und 3-phasig), (SCHACHINGER et al. 2010; WEHR und TRUNK 2012).

Bei der Anwendung als Schirmgewölbesicherung werden üblicherweise vorausseilende Längen von ca. 15 bis 25 m hergestellt (FILLIBECK 2015; KATZENBACH et al. 2002; RODIO 2019). Die Säulendurchmesser werden in Abhängigkeit der Geologie und des Verfahrens mit 0,5 bis 2,0 m ausgeführt. Aufgrund der horizontalen bzw. nur leicht geneigten vorausseilenden und somit sehr anspruchsvollen Herstellung sollte bei der Planung von einem erreichbaren Maximaldurchmesser von ca. 0,8 m ausgegangen werden (FILLIBECK 2015). Wie bei den o. g. Injektionsschirmen können auch die Düsenstrahlkörper von der Geländeoberfläche aus hergestellt werden (HÖSER et al. 2018). Zur Bestimmung der Maschinenparameter und des erreichbaren Säulendurchmessers sind vorab Probesäulen herzustellen.

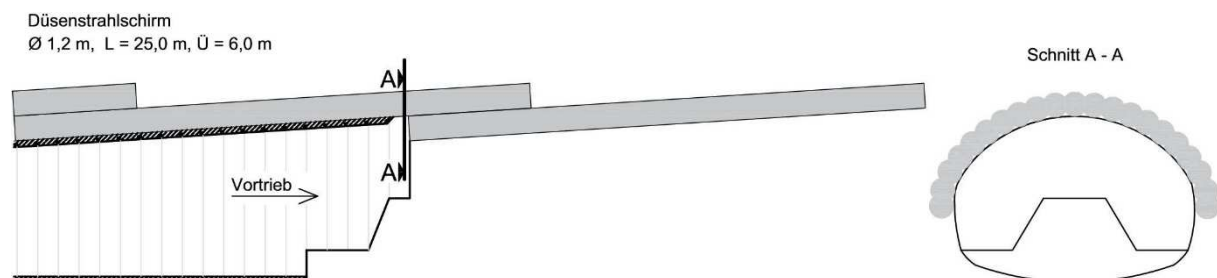


Abb. 3-6: Düsenstrahlschirm

Aus Erfahrungen beim Münchner U-Bahn Bau berichten FILLIBECK (2012) und FILLIBECK (2015) von großen Hebungsbeiträgen an der Geländeoberfläche bei der Herstellung von Düsenstrahlschirmen. Diese wurden auf einen unzureichenden Rückfluss der Suspension beim Düsen und einen dadurch entstandenen Überdruck zurückgeführt. Des Weiteren muss darauf hingewiesen werden, dass ein zu großer Rückfluss zu einer unzureichenden Stützung der Säule und damit zu Setzungen führen kann. Weiterhin berichten HERZFELD und BLACK (2014) im Zusammenhang mit dem Wiener U-Bahn-Bau von unkontrolliertem Materialeintrag in benachbarte Keller und von großen Ortsbrustverformungen infolge der Herstellung von Düsenstrahlschirmen.

Die Steuerung des Verfahrens ist technisch sehr anspruchsvoll und erfordert zur Vermeidung der vorgenannten Verformungen unter Umständen umfangreiche Zusatzmaßnahmen.

Die in der Literatur angegebenen maximalen Oberflächensetzungen bei flachliegenden Tunneln in nichtbindigen Böden entsprechen für den Spritzbetonvortrieb und vorausseilende Düsenstrahlschirme den Erfahrungen, die mit der Herstellung von Schirmgewölben anhand anderer Verfahren gemacht wurden (Tunnel Frankfurter Kreuz (KATZENBACH et al. 2002)) (U3 Nord, München (FILLIBECK 2012)). Ungeachtet dessen kann mit Düsenstrahlschirmen aufgrund der erreichbaren Festigkeit und Steifigkeit des vergüteten Gebirges im ausgehärteten Zustand eine deutliche Erhöhung des Standsicherheitsniveaus erreicht werden.

3.6 Vereisungsschirme

Bei Vereisungs- bzw. Gefrierschirmen gemäß Abb. 3-7 wird das Porenwasser über Gefrierrohre gefroren und dadurch eine deutliche Erhöhung der Festigkeit und Steifigkeit erzeugt. Ursprünglich wurde das Verfahren um die Jahrhundertwende des 19./20. Jh. im Schachtbau eingeführt, wo es bis heute eingesetzt wird. Seit der zunehmend umfangreichen Grundlagenforschung ab den 1970er Jahren wird das Verfahren auch im Tunnelbau angewandt (ORTH 2018). Prinzipiell können alle Bodenarten mit geringer bis mäßiger Grundwasserströmung gefroren werden. Eine kraftschlüssige Verbindung mit Bauwerken und Bauteilen ist ebenfalls möglich. Die Geometrie des gefrorenen Bodenkörpers wird durch Temperaturmessungen überwacht. Die mechanischen Eigenschaften können durch vorab ausgeführte Laborversuche ebenfalls gut eingeschätzt werden. Überbeanspruchungen kündigen sich durch die Viskoplastizität mit Kriechverformungen an. Der Rückbau ist einfach durch Abtauen zu handhaben, wodurch die Umweltbelastungen des Verfahrens gering sind (ORTH 2018). Der Boden muss eine ausreichende Sättigung aufweisen, wobei bei unzureichender Sättigung eine künstliche Wasseranreicherung, z. B. über Verrieselungsrohre, vorgenommen werden kann (SEMPRICH und LÖSCH 1989).

Nachteile des Verfahrens sind die Volumenvergrößerung beim Gefrieren (siehe auch Hebungen gemäß Abb. 3-8) sowie die oft lange Gefrierzeit bei den aus wirtschaftlicher Sicht oft gegenüber Stickstoffvereisungen bevorzugten Solevereisungen (KAROL 2003). Die zu erwartenden Hebungen sind nach dem derzeitigen Stand der Wissenschaft mit rechnerischen Methoden schwer vorherzusagen.

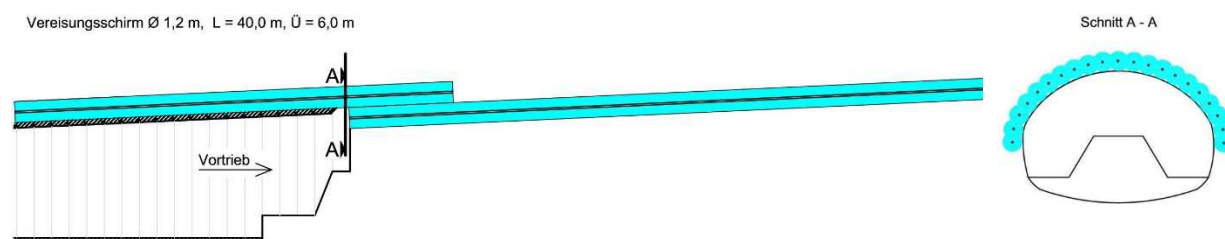


Abb. 3-7: Vereisungsschirm

Zusätzlich ist bei der Verwendung als Schirmgewölbesicherung zu bedenken, dass die Gefrierrohre der Ortsbrust möglichst weit vorausreichen sollten, was hohe Anforderungen an das Bohrverfahren (gesteuert oder ungesteuert) zum Einbau der Gefrierrohre mit sich bringt. Vorauseilende Längen von 40 bis 50 m sind jedoch keine Seltenheit (JODL et al. 2005).

Die Kühlung ist bis zur Fertigstellung der Tunnelschale (Außen- oder/und Innenschale) aufrechtzuerhalten. Im Bedarfsfall können die Frostkörper in gewissen Grenzen weiter vergrößert werden (Aufgefrieren). Wird Spritzbeton gegen den Eiskörper aufgebracht, kann die Endfestigkeit des Betons durch zu starke Abkühlung beeinträchtigt werden, sodass gemäß ORTH (2018) eine Schicht Opferbeton von 3 bis 5 cm vorgesehen werden sollte. Zudem handelt es sich um eine temporäre Maßnahme, sodass die über den Vereisungsschirm abgetragenen Lasten nach dessen Auftauen vollständig im Gebirge bzw. über die Tunnelschale abgetragen werden, womit weitere Verformungen einhergehen.

Weitere Angaben zu den mechanischen Eigenschaften gefrorener Böden finden sich im Abschnitt 12A.5.4 der Anlage.

Je nach Anforderungen beim Vortrieb kann unterschieden werden, ob dem Vereisungskörper nur eine tragende oder aber auch eine abdichtende Funktion zugewiesen wird. In vielen Anwendungsfällen wurden beide Funktionen benötigt, sodass der Frostkörper den gesamten Querschnitt umschließt, wie beispielsweise beim Bau der U5 „Unter den Linden“ in Berlin oder im Zusammenhang mit dem Bestandsanschluss bei der Verlängerung der Stadtbahnlinie U5 ins Europaviertel in Frankfurt. Ausführungen in Form eines Schirmgewölbes wurden bei der Bahnsteigerweiterung am U-Bahnhof "Marienplatz" in München (KELLNER 2008) sowie beim Bau der U-Bahn Fürth (BAYER 2002) gewählt. Die Aufgefrierphasen dauerten bei diesen Maßnahmen jeweils mehrere Wochen.

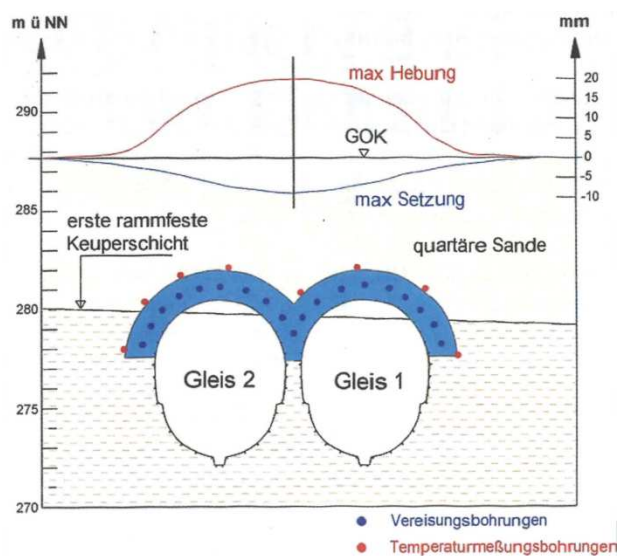


Abb. 3-8: Vereisungsschirme über den beiden Röhren der U-Bahn Fürth mit maximalen Hebungs- und Setzungsmulden nach BAYER (2002)

3.7 Weitere Verfahren

Eine Voraussicherung aus Pfändblechen bzw. Dielen bietet den Vorteil einer einfachen, flächenhaft wirkenden Voraussicherung (HELMBERGER und LACKNER 2004). Hierbei liegt der Vorteil darin, dass infolge der lückenlosen Möglichkeit zur Sicherung keine Fehlstellen zwischen den Elementen vorhanden sind, was ein Ausrieseln des Bodens verhindert. Bei den gebräuchlichen Dielenstärken von ca. 5 mm kann nur eine Tragwirkung in Längsrichtung nicht jedoch in Querrichtung erreicht werden. Die Rammbarkeit des Baugrunds ist eine wesentliche Voraussetzung für die Anwendung von Dielen, wenn diese dem Vortrieb vorseilend eingebaut werden sollen (sog. Getriebedielen (JODL et al. 2005)). Einzelne Hindernisse sind jedoch beherrschbar (HELMBERGER und LACKNER 2004) bzw. alternativ können diese als sog. Verzugsdielen nach dem Ausbruch eingebaut werden (JODL et al. 2005).

Einige Rammlanzen, die eingesetzt werden, um den Gewölbebereich vorseilend zu vergüten, werden nach dem Einbringen des Injektionsmittels wieder gezogen und demnach mehrmals verwendet. Die Länge ist jedoch beschränkt und die zusätzliche Stützung durch Stabelemente fehlt hierbei, wodurch diese Vorgehensweise nur bei kleinen Vortriebsquerschnitten und kurzen Abschlagslängen angewendet werden sollte.

4 Stand des Wissens zum Trag- und Verformungsverhalten der Schirmgewölbesicherungen

4.1 Vorbemerkungen

Ein Großteil der in der Literatur zu findenden Veröffentlichungen basiert auf projektspezifischen Untersuchungen und Randbedingungen. Die Ergebnisse sind nur bedingt auf andere Standorte und Randbedingungen übertragbar. Vorliegende systematische Untersuchungen bestehen allenfalls aus ebenen numerischen Betrachtungen (FILLIBECK 2015) bzw. der Auswertung von Messdaten (LUNARDI 2008).

Ein wesentlicher Beitrag zum Stand des Wissens über vorausseilende Sicherungen im Tunnelbau wurde durch die Teilnehmenden eines Themenblocks zu diesem Bereich beim EUROCK Symposium 2004 geleistet. Im Folgenden wird oft auf Veröffentlichungen von dieser Tagung Bezug genommen.

4.2 Gesamtbetrachtungen – Quertragwirkung

Untersuchungsergebnisse zum Quertragverhalten und möglicher Verformungsreduzierungen von Schirmgewölbesicherungen liegen nur vereinzelt vor. Aus den Forschungsergebnissen zu vorausseilenden Sicherungen mittels Rohrschirmen und Düsenstrahlschirmen können einige Aussagen zur Quertragwirkung nachvollzogen werden. Im Allgemeinen wird die Quertragwirkung nur bei den gemäß Abschnitt 3.1 Tab. 3-1 beschriebenen DSV-, Injektions- oder Vereisungsschirmen angesetzt. In einigen Fällen wird für die Spieß- und Rohrschirme im Schirmbereich eine erhöhte Steifigkeit angenommen, wodurch eine Quertragwirkung entsteht. Bei diesem vereinfachten Ansatz besteht jedoch das Risiko einer Überschätzung der Quertragwirkung. Gemäß OKE et al. (2016) und PÖTTLER (2004) wird diese nur erreicht, wenn sich die Sicherungselemente in Querrichtung tangieren bzw. die verbesserten Bodenkörper überschneiden KIM et al. (2004).

PÖTTLER et al. (2004) haben dies an räumlichen, numerischen Modellen untersucht, bei denen die Möglichkeit bestand, aufgelöste und geschlossene, diskret modellierte DSV-Schirme zu implementieren (Abb. 4-1). Hierbei wurde festgestellt, dass sowohl die aufgelösten als auch die geschlossenen DSV-Schirme eine Tragwirkung erzielen. Der geschlossene DSV-Schirm nimmt dazu noch deutliche Spannungsanteile in Tunnelquerrichtung auf. Dies hat zur Folge, dass die Setzungen und Ausbaubeanspruchungen, welche durch einen aufgelösten Schirm bereits reduziert werden, durch einen geschlossenen Schirm nochmals deutlich verringert werden. PÖTTLER et al. (2004) vergleichen das System des geschlossenen Schirms mit einem zusätzlich vor der Ortsbrust eingebrachten Ausbau, welcher bereits vor dem Ausbruch Spannungen aufnimmt. Des Weiteren kommen die Autoren zum Ergebnis, dass die erzielbaren Setzungsreduzierungen von der Gebirgs- und Schirmsteifigkeit sowie von der Interaktion zwischen Schirm und Gebirge abhängen: zu steife Schirme ziehen Gebirgslasten an, wenn das Gebirge eine verhältnismäßig geringe Steifigkeit aufweist. Dies kann zu

Grundbruch bzw. großen plastischen Verformungen im Bereich der Schirmaufstandsfläche führen, wodurch sich die setzungsreduzierende Wirkung des Schirms umkehrt.

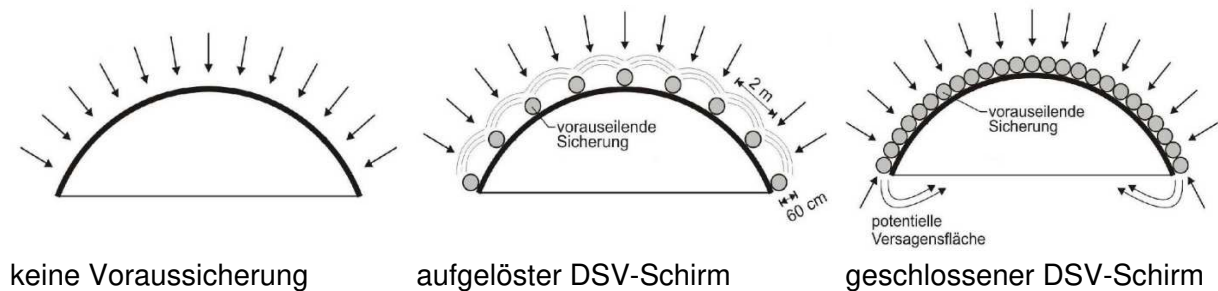


Abb. 4-1: Skizzen der berechneten Varianten gemäß PÖTTLER et al. (2004)

Zentrifugenversuche im Modellmaßstab bei denen die Stabelemente einen den DSV-Schirmen vergleichbaren Durchmesser aufweisen, wurden durch HISATAKE und OHNO (2008) vorgenommen (siehe auch Abb. 4-2). Dabei tangieren sich die Stäbe nahezu. Der Aushub unterhalb des Schirms wird während des Versuchs mechanisiert vorgenommen. Die Versuche mit Stäben zeigen gegenüber den Versuchen ohne Schirm um bis 75 % geringere Verformungen an den Referenzpunkten, welche sich direkt über dem Schirm befinden.

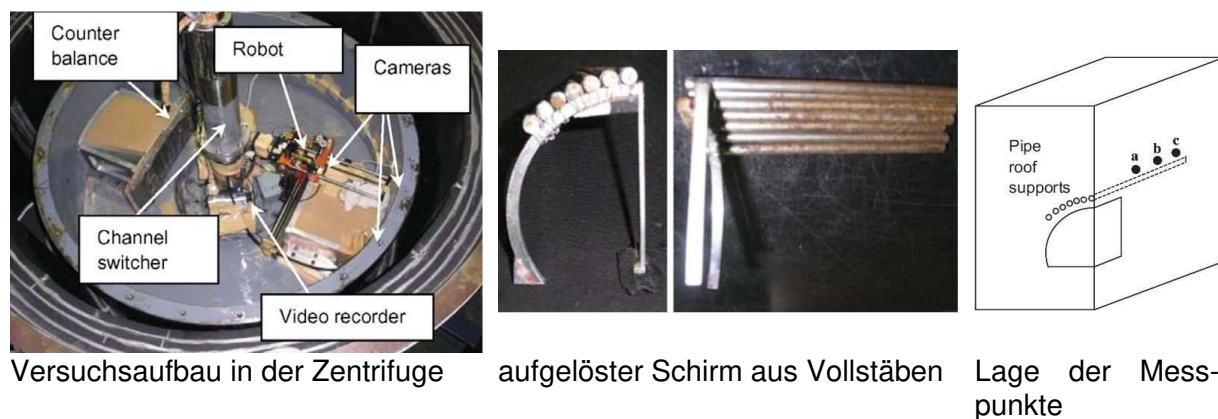


Abb. 4-2: Darstellungen zum Zentrifugenversuch gemäß HISATAKE und OHNO (2008)

Für Spieß- oder Rohrschirme ist eine numerische Modellierung der Einzelemente zur genauen Erfassung der Quertragwirkung deutlich aufwendiger, da das Gebirge sehr fein diskretisiert werden muss. Je nach Ziel der Untersuchung wird es zusätzlich erforderlich, die Einzelemente (z. B. Hohlstäbe der Spieße bzw. Rohrschirmrohre) nicht als Stab- sondern als Volumenelemente zu modellieren. Zur realistischen Erfassung der Quertragwirkung müssen die Schirmelemente (Spieße, Rohr) diskret modelliert werden, wie anhand einer Masterarbeit von WISER (2018) gezeigt wurde. Hierbei wurde mittels 3D-FE Simulationen der Einfluss von Rohrschirmen auf die Quertragwirkung und Verformungen untersucht.

Als Berechnungsgrundlage wurden die Vortriebsrandbedingungen gemäß der Projektbeschreibung in Abschnitt 5.2.1 gewählt. Im Hinblick auf die Diskretisierung des Rohrschirms wurden drei Varianten untersucht (1. Kein Rohrschirm, 2. Rohrschirmrohre aus Stabelementen, 3. Rohrschirmrohre aus Volumenelementen gemäß Abb. 4-3 diskret

modelliert). Die drei untersuchten Varianten zeigen keine signifikanten Unterschiede bei den berechneten Oberflächensetzungen. Anhand von Spannungsplots werden zwar im Bereich der Rohre Spannungskonzentrationen im Boden festgestellt, welche auf eine geringfügige Quertragwirkung hinweisen, diese führen zwischen den Rohren jedoch zu erhöhten Verformungen und Spannungskonzentrationen. Dies bedeutet, dass sich an einem Rohrschirm keine Quertragwirkung einstellt, wenn Boden zwischen den Rohren verbleibt. Durch Simulation einer zusätzlichen Vergütung im Bereich um die Rohre (siehe Abb. 4-3) stellt sich eine Quertragwirkung ein und die Oberflächensetzungen werden geringfügig reduziert. Eine deutliche Setzungsreduktion konnte jedoch auch bei einer deutlichen Vergrößerung der Steifigkeit und der Scherfestigkeit im vergüteten Bereich nicht erwirkt werden. Grund hierfür sind die begrenzte Mächtigkeit des vergüteten Bereiches bei einem einlagigen Rohrschirm und die geringe Aufstandsfläche des Gewölbes, die zum Versagen des Bodens im Bereich der Auflager des Gewölbes führt.

Dass mit zunehmender Dicke des Schirmgewölbes die Oberflächensetzungen deutlich reduziert werden können, konnte durch Ergebnisse von ebenen FE-Berechnungen durch FILLIBECK (2012) für verschiedene Formen von Schirmgewölben festgestellt werden. Eine Erweiterung bis unter die Tunnelsohle stellte sich dabei als die beste Alternative im Hinblick auf die Reduktion der Oberflächensetzungen und die Vermeidung des Bodenversagens im Bereich der Gewölbeaufstandsfläche heraus.

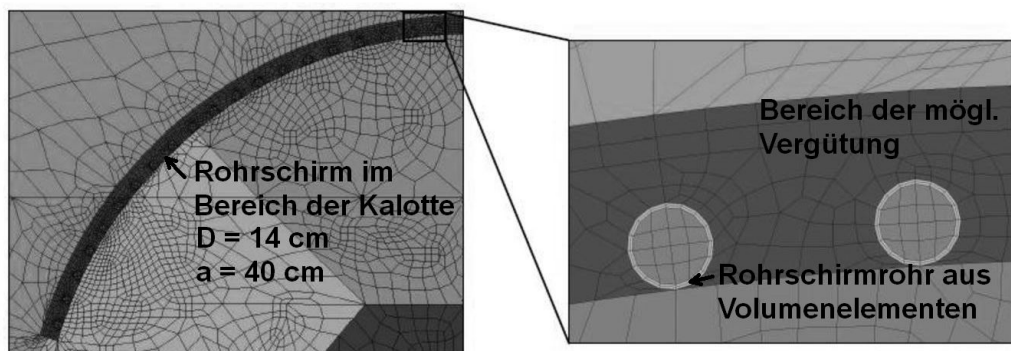


Abb. 4-3: Diskretisierung des Rohrschirms am räumlichen FE-Modell gemäß WISER (2018)

Eine oft verwendete Vereinfachung zur Modellierung der Wirkung von Spieß- oder Rohrschirmen ist der Ansatz von verschmierten Kennwerten im Bereich der Stabelemente, insbesondere bei ebenen FE-Berechnungen. Eine Kennwerterhöhung sollte nur vorgenommen werden, wenn der Bereich des Spieß- oder Rohrschirms durch Injektionen vollständig vergütet wird und die im Bereich der Schirme angesetzten mechanischen Eigenschaften erreicht sowie durch Qualitätskontrollen bestätigt werden können.

4.3 Modellierungsansätze für stabförmige Sicherungsmittel

Für Spießschirme werden oft die gleichen statischen Modelle wie für Rohrschirme verwendet. Zudem wird diesen aufgrund deren geringer vorauseilender Länge und geringen Biegebeanspruchbarkeit nur eine lokale Stabilisierungsfunktion zugewiesen (KRENN et al. 2008). Systematische Untersuchungen zur setzungsreduzierenden Wirkung von Spießen für verschiedene Randbedingungen wie Bodenart, Überdeckung, Spießlängen, Anzahl sind dem Verfasser dieser Arbeit nicht bekannt.

Da Spieß- als auch Rohrschirme in ihrer technischen Funktion zur Überbrückung des ungestützten Ausbruchbereichs verwendet werden, wird von diesen im Wesentlichen eine Tragwirkung in Tunnellängsrichtung erwartet. Hierzu wurden verschiedene Balkenmodelle zur Modellierung der Tragwirkung vorgeschlagen, welche sich bei der Definition der Auflagerbedingungen und den Belastungsansätzen deutlich unterscheiden.

KRENN et al. (2008) haben für Spieß- und Rohrschirme vereinfachte Balkenmodelle mit Setzungs- und Inklinometermessungen verglichen und diskutiert. Für das Modell der Spieße wird eine gelenkige Lagerung am Gitterträger angenommen (Abb. 4-4). Das Auflager an der Ortsbrust wird dagegen als eingespannt angenommen, da eine Spiebsicherung im Lockergestein gemäß den Vortriebsklassen in Verbindung mit einer Ortsbrustankerung ausgeführt wird. Eine Auflast wird für die Spieße nicht berücksichtigt, da sich diese durch die „weiche Lagerung“ der Last entziehen. Zudem wird bei der Verwendung von Spießen nur ein kurzer ungestützter Ausbruch hergestellt, sodass die Lasten durch Gewölbebildung im Gebirge in Längsrichtung abgetragen werden.

Am vereinfachten Modell für Rohrschirme wird an beiden Seiten eine eingespannte Lagerung angesetzt, da der Rohrschirm aufgrund seiner großen Länge im Spritzbetonausbau und der Ortsbrust relativ steif eingebunden ist (Abb. 4-5). Für den Vortrieb unterhalb des Rohrschirms wird eine größere Abschlagslänge und ein gewisser nachgiebiger Bereich an der Ortsbrust angenommen, wonach keine Lastabtragung im Gebirge durch Gewölbebildung angesetzt wird. Dadurch und aufgrund der größeren Biegesteifigkeit wird auf dem Rohrschirm eine Belastung angesetzt.

KRENN et al. (2008) vergleichen zudem die Widerstandsmomente W der beiden Systeme miteinander, der für den betrachteten Rohrschirm etwa 3,5-mal größer ist als der des Spießschirms. Der statische Widerstand wird nach deren Meinung jedoch am Spießschirm nicht ausgenutzt, weil sich das Ortsbrustauflager im Bereich der Spießeinbindung verformt. Dadurch bildet sich im Gebirge eine Lastumlagerung in Längsrichtung aus (Längsgewölbe), wodurch die Spieße entlastet werden.

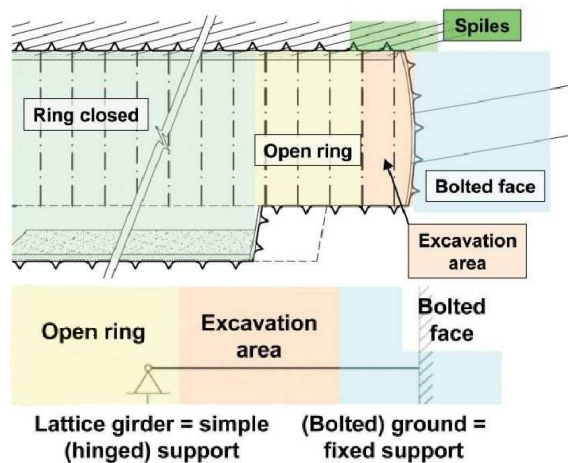


Abb. 4-4: vereinfachtes Balkenmodell für Spieße nach KRENN et al. (2008)

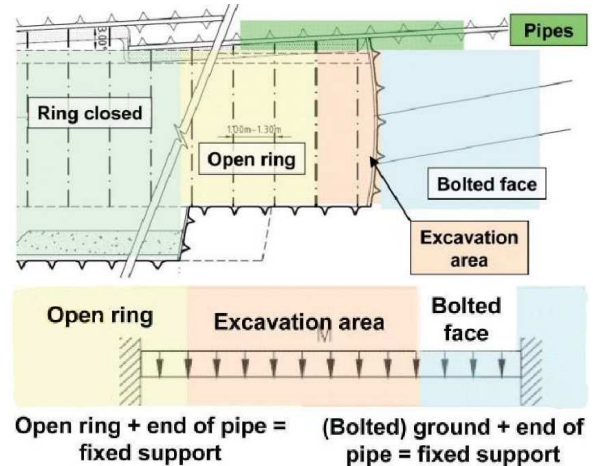


Abb. 4-5: vereinfachtes Balkenmodell für Rohrschirme nach KRENN et al. (2008)

Beim Vortrieb des Tunnels Vomp-Terfens wurde ein Rohrschirmrohr mit einem Inklinometer instrumentiert, wodurch die Vertikalverschiebungen entlang des Rohres von KRENN et al. (2008) ermittelt und mit den o.g. theoretischen Annahmen mittels Rückrechnungen verglichen werden konnten. Auf dieser Basis wurde das statische Modell des Rohrschirms verfeinert und anstelle der Einspannungen wurden nun am ausbauseitigen Auflager Federn angesetzt (Abb. 4-6). Am Ortsbrustauflager werden im Nahbereich Federn und weiter voraussend unverschiebliche, gelenkige Auflager gewählt.

VOLKMANN und SCHUBERT (2010) haben ebenfalls Rückrechnungen auf Basis von mit Inklinometern bestückten Rohrschirmrohren durchgeführt. Dabei wurden die beim Vortrieb des Trojane Tunnels gewonnenen Messwerte mit Ergebnissen von räumlichen FE-Berechnungen verglichen und daraus ein vereinfachtes Modell für die Bemessung des Rohrschirms entwickelt (Abb. 4-7). Von VOLKMANN und SCHUBERT (2010) wird die Auflagerung vor und hinter der Ortsbrust komplett mittels Federn abgebildet. Des Weiteren wird die Belastung in Abhängigkeit der Länge des ungestützten Abschlags, der Querschnittshöhe und des Reibungswinkels definiert. Die Berechnungen von VOLKMANN und SCHUBERT (2010) haben ergeben, dass die Rohre auf Biegung, Zug und Druck beansprucht werden. Die übertragbare Mantelreibung zwischen Rohr und umgebenden Boden ist somit bedeutend für die Tragfähigkeit des Rohrschirms. Die einzelnen Rohrschirmrohre führen zu einer streifenförmigen Belastung der Ortsbrust, welche ggf. dafür zusätzlich gesichert werden muss.

VOLKMANN und SCHUBERT (2011) stellen Ergebnisse von 3D-FEM Berechnungen vor, bei denen die Rohrschirme als Stabelemente modelliert wurden. Die Ergebnisse zeigen, dass Rohrschirmrohre auf Druck beansprucht werden und dadurch Widerstand gegen horizontale Verschiebungen der Ortsbrust leisten. Mit größerer Mantelfläche des Rohres nimmt die Längsverschiebung ab. In den vereinfachten Balkenmodellen kann dieses Tragverhalten nicht berücksichtigt werden.

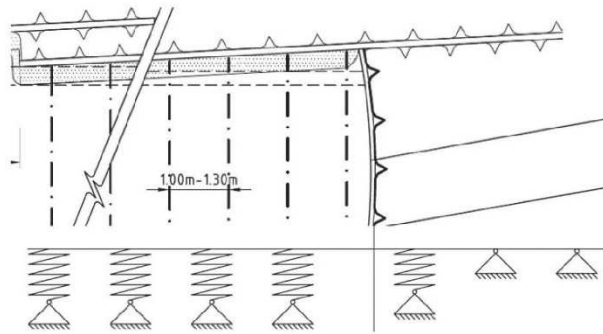


Abb. 4-6: verfeinertes Balkenmodell für Rohrschirme nach KRENN et al. (2008)

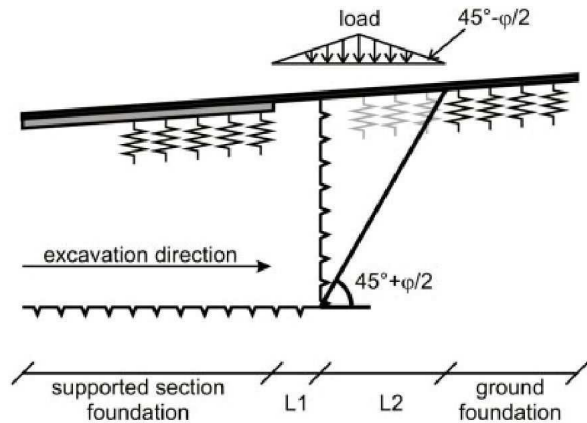


Abb. 4-7: statisches Modell für Rohrschirmrohre nach VOLKMANN und SCHUBERT (2010)

SONG et al. (2013) entwickelten ebenfalls auf Basis von Messdaten von HARAZAKI et al. (1998) gemäß Abb. 4-8 an einem Rohrschirmrohr am Maiko Tunnel (Kobe, Japan) ein analytisches Modell zur Bemessung von Rohrschirmen. Der aus Rückrechnungen ermittelte Verlauf der Biegemomente gemäß HARAZAKI et al. (1998) stimmt qualitativ mit den rückgerechneten Messungen von VOLKMANN und SCHUBERT (2009) gemäß Abb. 4-9 überein. Beide ermitteln die max. Biegemomente im Bereich der Ortsbrust und die max. Stützmomente am Spritzbetonaufleger, wodurch die vereinfachte Betrachtung des Rohrschirms als gebetteter Balken als durchaus realistisch bestätigt werden konnte.

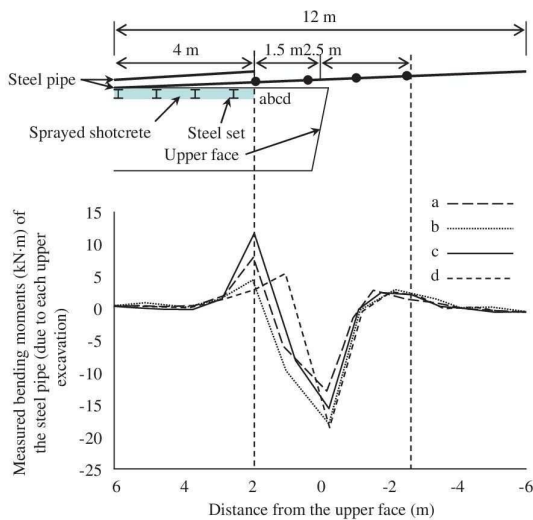


Abb. 4-8: Verteilung der Biegemomente im Rohrschirmrohr nach HARAZAKI et al. (1998)

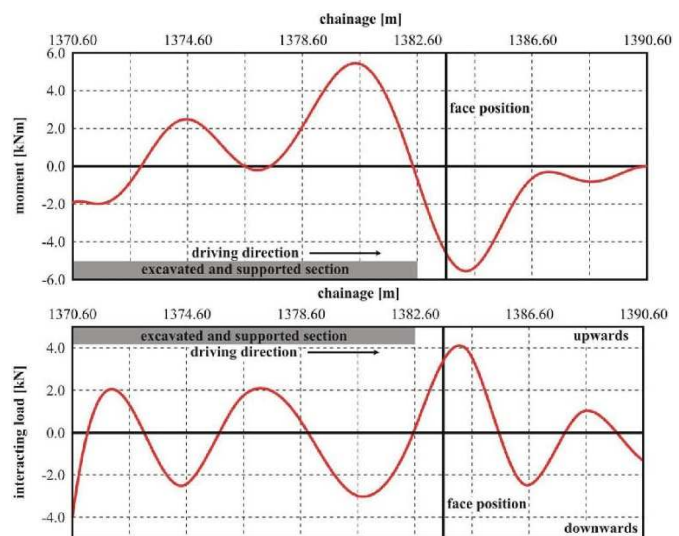


Abb. 4-9: Verteilung der Biegemomente (oben) und Normalkräfte (unten) im Rohrschirmrohr nach VOLKMANN und SCHUBERT (2009)

Im Hinblick auf die Belastungs- und Bettungsansätze wurde die Betrachtung des Rohrschirms als Balken von SONG et al. (2013) weiterentwickelt (Abb. 4-10). Hierbei wird die Belastung auf Grundlage einer erweiterten Silotheorie nach TERZAGHI (1943) ermittelt und als Punktlasten P_i auf einem Balken-Federmodell verteilt. Die Zunahme der Last mit dem Vortrieb wird dabei berücksichtigt. Diese Punktlasten werden durch eine Flächenlast W_1 ergänzt, welche die eigentliche Belastung der Rohrschirmrohre in Längsrichtung am

ungestützten Abschlag darstellt und sich ebenfalls aus der Silotheorie ergibt. Die Steifigkeiten der elastischen Federn zur Abbildung der Auflager sind im Bereich der Ortsbrust und des Ausbaus unterschiedlich. Die Federsteifigkeit vor der Ortsbrust wird in Abhängigkeit der Überdeckung, der Steifigkeit des Bodens sowie der Rohrabstände in Ringrichtung gewählt. Für die Federsteifigkeiten im Ausbau werden die geometrischen und mechanischen Parameter der Spritzbetonschale und Ausbaubögen berücksichtigt. Eine mögliche Vergütung des Bodens entlang der Rohrschirmrohre durch Injektion bleibt bei der Bemessung auf der sicheren Seite unberücksichtigt und wird von den Autoren als konstruktive Maßnahme angesehen.

Das analytische Modell von SONG et al. (2013) bietet aufgrund der detaillierten Betrachtung der Eingangsparameter Vorteile im Hinblick auf Verformungsbetrachtungen am Rohrschirm. Das Modell weist weitgehende Übereinstimmungen mit vergleichenden Berechnungen am räumlichen FEM-Modell bei verschiedenen Fallstudien auf und kann die Biegemomentverläufe der Abb. 4-8 und Abb. 4-9 gut wiedergeben.

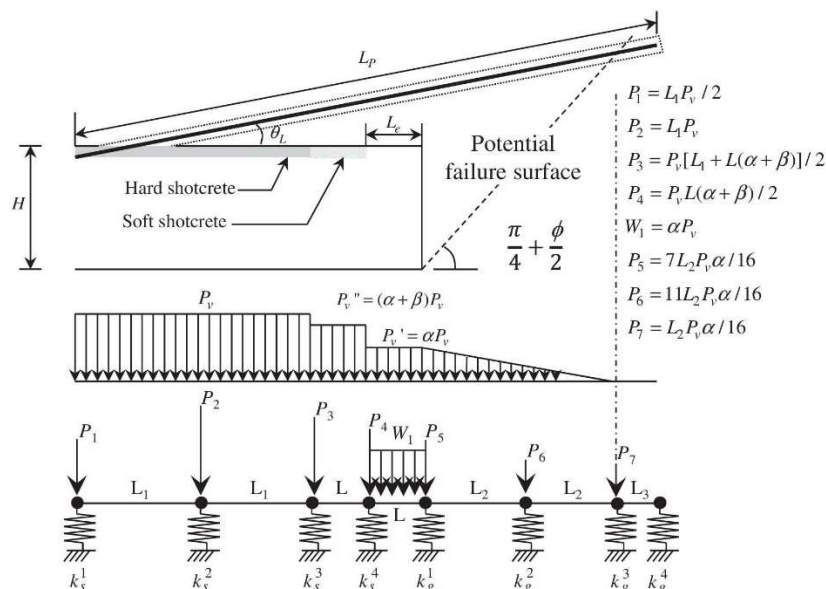


Abb. 4-10: Analytisches Balken-Feder Modell gemäß SONG et al. (2013)

Numerische Untersuchungen zu den Auswirkungen eines injizierten Rohrschirms mit einer Gewölbeabdeckung von 120° auf Oberflächensetzungen wurden von KIM et al. (2005) mittels 3D-FEM und unter Annahme eines linear-elastischen und ideal-plastischen Verhaltens des Gebirges durchgeführt. Die implementierten Rohrschirmrohre sind mit einem Durchmesser von 60,8 mm und 12 m Länge vergleichbar mit massiveren Spießschirmen. Den Volumenelementen im Bereich des Rohrschirms wurde die doppelte Steifigkeit des Bodens zugewiesen, um die Verbesserung durch die Injektion zu berücksichtigen. Insgesamt wurden 84 Berechnungen durchgeführt, bei denen die mechanischen Eigenschaften des Gebirges und die Überdeckung variiert wurden. Die o. g. Modellrandbedingungen wurden jeweils mit und ohne Rohrschirm simuliert um dessen Einfluss herausstellen zu können. Bei schlechten Untergrundverhältnissen und sehr geringer Überdeckung (0,5 D) wurden die Oberflächensetzungen infolge des Rohrschirms um rechnerisch 37 % verringert. Mit

größerer Überdeckung und besseren Baugrundverhältnissen nimmt dieser Wert bis $< 1\%$ weiter ab. Der Einfluss der reinen Rohrschirmrohre ohne Injektion wurde von Kim et al. (2005) nicht untersucht.

ECKL (2012) untersucht in seiner Arbeit das Tragverhalten von Rohrschirmen bzw. Schirmen aus längeren Injektionsbohrspießen (IBO's, siehe auch Tab. 3-2), da für diese noch keine einheitlichen Bemessungsregeln bestehen. Hierzu führt er 3D-FEM Berechnungen durch, um die Schnittgrößen und Verformungen in den Stabelementen (Rohren / IBO's) möglichst realitätsnah zu erfassen. Die Ergebnisse der numerischen Berechnungen werden daraufhin verwendet, um zwei Ersatzmodelle zu entwickeln und zu kalibrieren.

Das räumliche Modell von ECKL (2012) besteht aus 8 nacheinander angeordneten Rohrschirmen. Jeder Rohrschirm besteht aus 16 Rohren mit einer Länge von 10,5 m, wovon 2,5 m als Übergreifungslänge zählen (siehe Abb. 4-11 und Abb. 4-12). Am Modell wurden umfangreiche Variationen im Hinblick auf die mechanischen Eigenschaften des Bodens sowie der Geometrie mittels Skalierung (Überdeckung, Querschnitt, Rohrabstand) untersucht. Durch Variation der Rohrdurchmesser wurden zudem die Auswirkungen der Schirmsteifigkeit untersucht.

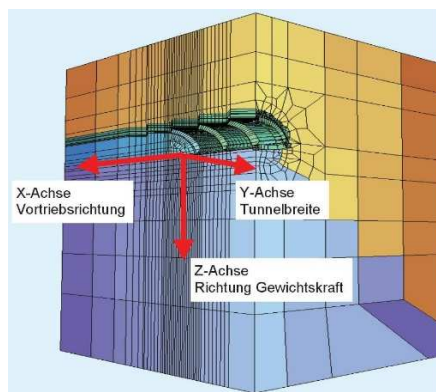


Abb. 4-11: räumliches FEM-Modell gemäß ECKL (2012)

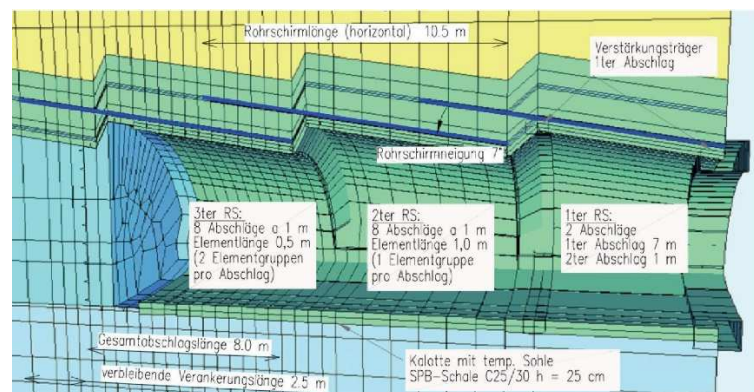


Abb. 4-12: modelliertes Sägezahnprofil der Rohrschirme gemäß ECKL (2012)

Die ermittelten Rohrschirmschnittgrößen aus Normalkräften und Biegemomenten sind in ihrer qualitativen Verteilung bei verschiedenen Vortriebsständen weitgehend ähnlich. Bei den Schnittgrößenverteilungen wird zudem deutlich, dass zu deren realitätsnahen Erfassung eine räumliche Betrachtung notwendig wird. ECKL (2012) benennt hierbei zusätzlich zum Gewölbe in Haupttragrichtung zwei kleinere Gewölbe, welche er als Ortsbrustgewölbe und Abschlagsgewölbe bezeichnet (siehe Abb. 4-13). Die Normalkraftverteilung wird insbesondere durch die sich ausbildenden Ortsbrust- und Abschlagsgewölbe geprägt. Aus dem Ortsbrustgewölbe werden Druckspannungen am Ausbruchrand entgegen der Vortriebsrichtung eingeleitet (Gewölbeauflager). Diese Druckspannungen bewirken Druckkräfte in den Stäben der Rohrschirmrohre. Weiter vor der Ortsbrust ergeben sich Zugkräfte in den Stäben infolge der dortigen Einspannung. Mit fortschreitendem Vortrieb nimmt die vorausseilende Länge der Stäbe ab, wodurch sich die Zugkräfte reduzieren bzw. die Stablänge unter Zugbeanspruchung abnimmt und die Druckkräfte ansteigen. Diese

qualitative Verteilung bei kurzen vorauseilenden Längen lässt sich möglicherweise auch auf die verhältnismäßig kurzen Spießschirme übertragen.

Die Verteilung der Biegemomente wird durch das Abschlagsgewölbe und die Einspannung der Stäbe vor der Ortsbrust und im Ausbau bestimmt (siehe Abb. 4-14). Der plastifizierte Bodenbereich über dem Abschlagsgewölbe bildet dabei die Auflast (Lastglocke) der Rohrschirmrohre. Durch die Vertikalspannungen aus dem Ortsbrustgewölbe wird die Einspannung der Rohre vor der Ortsbrust zusätzlich verstärkt, da die übertragbaren Scherkräfte zwischen Stab und Boden vom Spannungszustand abhängig sind. Mit Verschlechterung der bodenmechanischen Eigenschaften, zunehmender Überdeckung und Biegesteifigkeit steigen die Biegemomente im Schirm an. Insbesondere bei den Stäben mit kleinen Durchmessern werden die Biegemomente sehr gering.

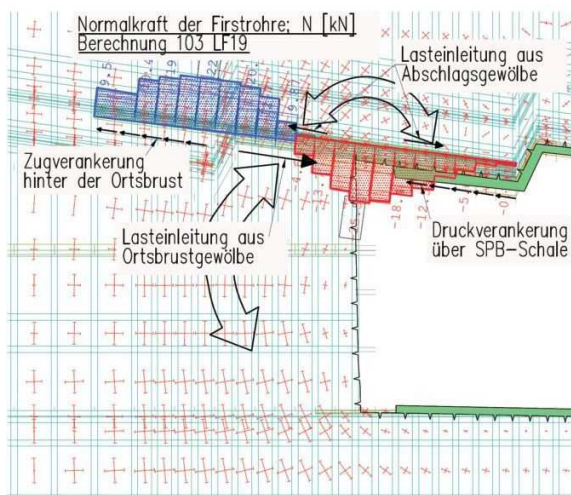


Abb. 4-13: Beispielhafte Normalkraftverteilung im Firstrohr (ECKL 2012)

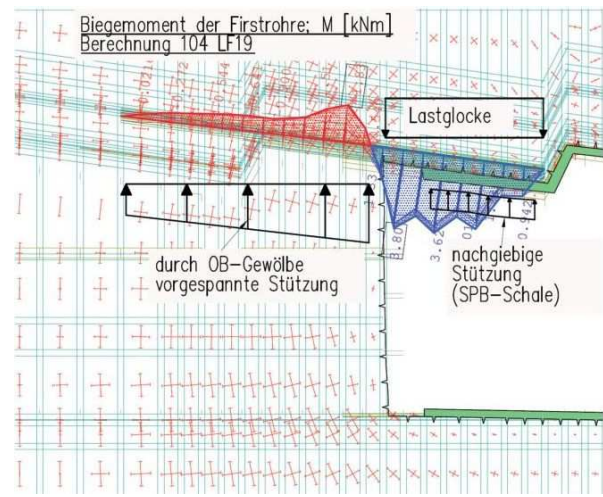


Abb. 4-14: Beispielhafte Biegemomentverteilung im Firstrohr (ECKL 2012)

Auf Basis der o. g. numerischen Berechnungsergebnisse stellt ECKL (2012) zwei Modelle zur Dimensionierung von Rohrschirmen vor. Das Modell 1 basiert auf Diagrammen der o. g. Variationsberechnungen aus denen das maximale Biegemoment und die maximale Normalkraft im Rohr für verschiedene Randbedingungen des jeweils nachzuweisenden Vortriebs abgeleitet werden kann. Mit Faktoren wird der Einfluss der Bodenparameter, der Schirmsteifigkeit sowie der Rohrabstand berücksichtigt. Für Vortriebe, deren Randbedingungen von den Diagrammbereichen des Modells 1 abweichen (z. B. Schwächezonen), wurde ein Modell 2 entwickelt, welches durch einen elastisch gebetteten Träger abgebildet wird. Der Träger wird durch die Rohrlänge und -steifigkeit beschrieben. Die Belastung wird durch Lastfiguren und maximale Lastordinaten, welche sich an den Randbedingungen der o. g. FEM-Berechnungen orientieren, abgeleitet. Die Bettung an der Ortsbrust kann ebenfalls aus einem Diagramm für verschieden Bodengruppen und unter Berücksichtigung der Schirmsteifigkeit abgelesen werden. Die Bettung am Auflager des Ausbaus wird über die Steifigkeit des Bodens, den Tunnelradius und den Rohrabstand ermittelt. Für das Modell 2 ist zu berücksichtigen, dass dieses nur für Rohrdurchmesser zwischen 60 mm und ca. 160 mm anwendbar ist und die Normalkraft im Stab nicht ermittelt

werden kann. Der Momentenverlauf muss dazu am Stabzug- bzw. FEM-Modell ermittelt werden. Für eine händische Berechnung gibt ECKL (2012) Gleichungen an, welche durch eine vereinfachte Betrachtung mit durchgehender Bettung gelten.

Insgesamt sind die von ECKL (2012) vorgestellten Modelle gut geeignet, um Rohrschirme für verschiedene Randbedingungen zu dimensionieren. Die mittels 3D-FEM durch ECKL (2012) ermittelten Auflasten auf den Rohrschirm sind im Vergleich zu Lasten, welche sich aus der der Silotheorie nach TERZAGHI (1943) ergeben, deutlich geringer. Grund hierfür ist die Berücksichtigung von seitlichen Scherwiderständen an der Lastglocke. Demnach gilt für das zuvor dargestellte einfache Modell gemäß SONG et al. (2013), dass deren Lastansatz auf der sicheren Seite liegt, da dieser die Beanspruchung des Rohrschirms nach TERZAGHI (1943) ermittelt.

Lediglich VOLKMANN und SCHUBERT (2009) vergleichen die Wirkungsweise von herkömmlichen Spießern im numerischen, räumlichen Modell und zeigen deren Stabilisierungsfunktion im Hinblick auf die Ortsbruststandsicherheit. Gegenüber dem Vortrieb ohne vorausseilende Sicherung zeigen Spieß- und Rohrschirme eine deutliche Standsicherheitserhöhung im Vortriebsbereich gemäß Abb. 4-15, wobei gemäß den Autoren die Rohrschirme den Spießschirmen insbesondere in inhomogenen Baugrundverhältnissen vorzuziehen sind. Als Gründe hierfür führen VOLKMANN und SCHUBERT (2009) das geringere Widerstandsmoment und die kürzere vorausseilende Länge der Spieße auf. Detailliertere Angaben zum Tragverhalten der Spießschirme werden in VOLKMANN und SCHUBERT (2009) jedoch nicht gemacht.

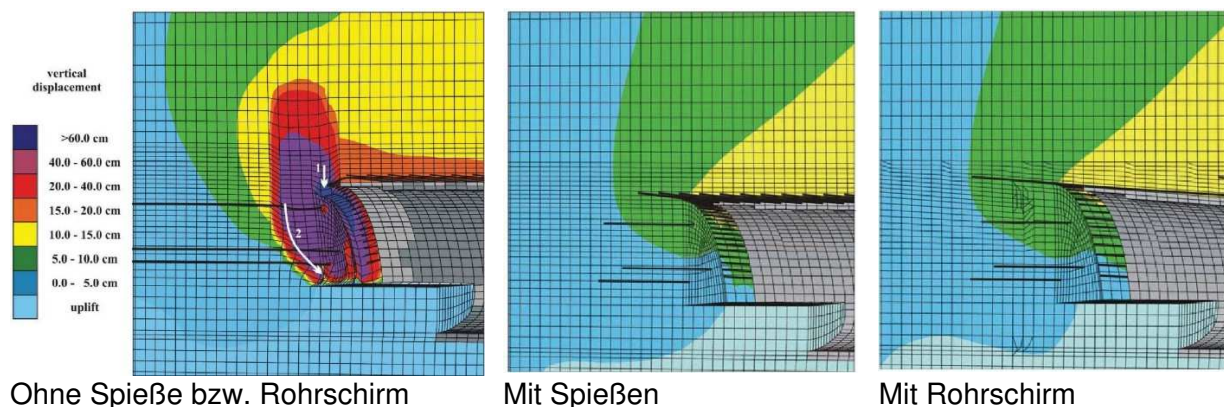


Abb. 4-15: Einfluss eines Spieß- bzw. Rohrschirms auf die Vertikalverschiebungen an der Ortsbrust nach VOLKMANN und SCHUBERT (2009)

Aus den numerischen Berechnungen gemäß ECKL (2012) lässt sich kein Einfluss der Rohrschirme auf Setzungen an der Oberfläche feststellen. Auch aus den Veröffentlichungen von Volkmann zu Rohrschirmen VOLKMANN und SCHUBERT (2007), (2009), (2010), (2011); VOLKMANN und KRENN (2008), VOLKMANN (2014) geht dies nicht hervor. Lediglich auf die Notwendigkeit der Bohrlochstützung wird von VOLKMANN (2014) hingewiesen. YEO (2011) ermittelt mit seinen räumlichen FEM-Berechnungen im bindigen Boden eine Setzungsreduzierung um ca. 20 % durch die Aktivierung des Rohrschirms.

SHIN et al. (2008) führten experimentelle Großversuche in einem mit Sand gefüllten Stahlbehälter aus, bei denen ein kreisrunder Tunnelquerschnitt mit einem Durchmesser von 1,1 m bei einer Überdeckung von 1,0 m händisch vorgetrieben wurde (siehe Abb. 4-16 und Abb. 4-17). Durch mehrmalige Versuchsdurchführung wurden verschiedene Versuchsaufbauten (ohne vorausseilende Sicherung / mit Rohrschirm / mit Rohrschirm und Ortsbrustankern) ausgeführt. Als Rohrschirmrohre und Ortsbrustanker wurden faserverstärkte Aluminiumrohre verwendet, welche zusätzlich mit Zementsuspension verpresst wurden. Ob der umgebene Boden oder nur der Rohrinne Durchmesser injiziert wurde geht aus der Unterlage nicht hervor. Als Tunnelausbau wurden Stahlübbinge eingesetzt. Für Spannungs- und Verformungsmessungen wurde der Versuchsstand mit Erddruckgebern, Weggebern und Dehnmessstreifen instrumentiert. Über Zugstäbe wurde eine Platte an der Oberfläche nach unten gezogen, um die Beanspruchung erhöhen zu können.

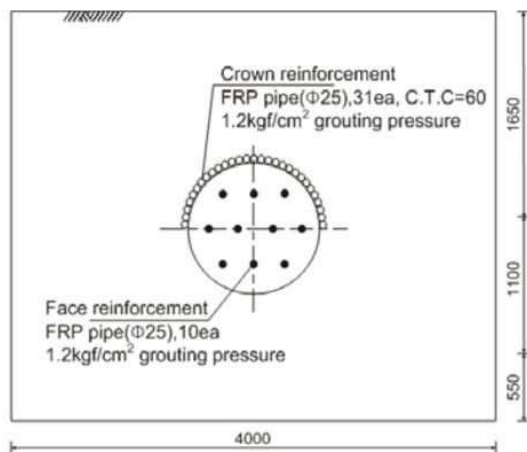


Abb. 4-16: Abmessungen des Großversuchs (SHIN et al. 2008)



Abb. 4-17: Blick auf die Ortsbrust mit vorausseilenden Sicherungsmitteln (SHIN et al. 2008)

Mit dem Rohrschirm konnten die Setzungen um bis zu 25 % reduziert werden. Die Ortsbrustanker zeigen am Versuch nur einen geringen Einfluss auf die Oberflächensetzungen. Injizierte Rohre zeigten sich widerstandsfähiger bei Laststeigerung. Als ausreichende Länge der Rohrschirmrohre und Ortsbrustanker stellte sich eine Länge von 1,0 D heraus. Größere Längen führten zu keiner weiteren Setzungsreduktion. Als weiteres Ergebnis wurde von SHIN et al. (2008) in Übereinstimmung mit den Ergebnissen von ECKL (2012) festgestellt, dass die Rohrschirmrohre keinen nennenswerten Einfluss auf die Stabilität der Ortsbrust haben.

4.4 Detailbetrachtungen

Eine nicht unbedeutende Rolle für die Tragfähigkeit von Spieß- und Rohrschirmen haben der Abstand und Durchmesser der Spieße bzw. Rohre, aus welchen sich die Spannweite des freien Zwischenraums definiert. In axialer Richtung bilden sich über den Rohren kleine lokale Gewölbe aus, wenn der ungestützte Zwischenraum ein gewisses Maß nicht übersteigt. Die lokale Gewölbewirkung wurde bereits in einigen Forschungsarbeiten mittels der Diskreten-

Elemente-Methode (DEM) nachgewiesen, welche die Bewegung der Bodenpartikel berechnet, untersucht und visualisiert. STÖCKL (2002) stellt dabei mehrere kleine Gewölbe vor, die sich über den Stäben bzw. Rohren ausbilden. Neben den Gewölben über den jeweils benachbarten Stäben erkennt er auch weitere Gewölbebildungen zwischen Stäben, die einen größeren Abstand zueinander haben (Abb. 4-18).

SHINJI et al. (2010) geben an, dass die Kohäsion einen deutlich größeren Einfluss auf die maximale Höhe des Gewölbes hat, als der Reibungswinkel. Mit zunehmenden Abstand der Stäbe erhöht sich die Höhe des Gewölbes und somit der Bereich, der von ausrieselnden Bodenkörnern betroffen ist (Abb. 4-19). Durch die Unterscheidung der Lage von Stäben zueinander, stellen SHINJI et al. (2010) visuell dar, dass im Firstbereich die größte Gefahr für ein Ausrieseln besteht. Mit zunehmendem Winkel der Stäbe zueinander, d. h. je weiter der Ausbruchsrand in die Vertikale übergeht, desto einfacher fällt die Gewölbebildung aus (Abb. 4-20). In der Praxis können somit die Stababstände im Bereich der Ulme erhöht werden.



Abb. 4-18: Lokale Gewölbebildung gemäß STÖCKL (2002)

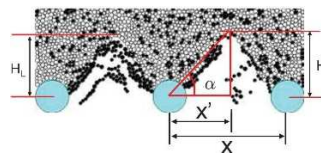


Abb. 4-19: Lokale Gewölbebildung gemäß SHINJI et al. (2010)

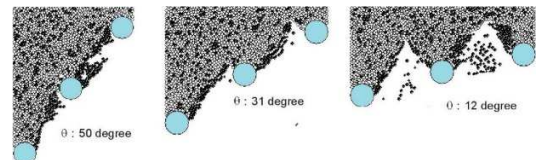


Abb. 4-20: Lokale Gewölbebildung in Abhängigkeit der Lage der Stäbe zueinander gemäß SHINJI et al. (2010)

Bei einem Versagen der lokalen Gewölbe (z. B. in Rollkieslagen oder in enggestuften, trockenen Sanden) bilden sich größere Gewölbe aus, was zu einer Überbeanspruchung der Spieße bzw. Rohrschirmrohre führen kann (siehe Abb. 4-21 und Abb. 4-22). Hierbei ist ein unaufhaltsames Versagen möglich.



Abb. 4-21: Versagen der lokalen Gewölbe (Ausrieseln von Bodenkörnern)



Abb. 4-22: Ausweitung des lokalen Versagens bis hin zum Verbruch

4.5 Schlussfolgerungen

Der derzeitige Forschungsstand ergibt ein uneinheitliches Bild. So werden bereits bei der einfachen ebenen Betrachtung des Tragverhaltens von vorausseilenden Schirmgewölbesicherungen verschiedene Modelle und Lastansätze verwendet, welche zu unterschiedlichen Ergebnissen führen (ANAGNOSTOU und KOVARI 2003; VOLKMANN und SCHUBERT 2007). Das räumliche Tragverhalten von Schirmgewölbesicherungen wurde in mehreren Forschungsarbeiten untersucht. Hierin lag der Fokus auf dem Längstragverhalten von Rohrschirmen (ECKL 2012; OKE et al. 2016; KIM et al. 2005; VOLKMANN und SCHUBERT 2007; YEO 2011). Hinsichtlich der verformungsreduzierenden Wirkung dieser Bauweisen sind die veröffentlichten Ergebnisse zum Teil widersprüchlich.

Je nach Anforderungen an die Sicherungsmittel können für Rohrschirme und längere Spießschirme die vereinfachten Ansätze nach KRENN et al. (2008), VOLKMANN und SCHUBERT (2010) oder SONG et al. (2013) zum Nachweis der Standsicherheit des ungestützten Abschlags verwendet werden. Eine realistischere Betrachtung wird durch die Modelle von ECKL (2012) ermöglicht, bei denen das Tragverhalten von Rohr- und z.T. von Spießschirmen genauer erfasst wird.

Für die überwiegend zum Einsatz kommenden Spießschirme mit vergleichsweise kurzer vorausseilender Länge und einem Stabdurchmesser ca. < 60 mm sind die vorgenannten Modelle nur eingeschränkt nutzbar. Bei injizierten Spießschirmen würde die Quertragwirkung zudem nicht berücksichtigt.

Bei Fragestellungen, die zusätzlich zum Nachweis der Standsicherheit auch Verformungsbetrachtungen erfordern, sollten numerische Berechnungen unter Berücksichtigung der projektspezifischen Randbedingungen durchgeführt werden. Hierbei sollten erhöhte Kennwerte für das Schirmgewölbe nur angesetzt werden, wenn die gewählten Parameter während der Ausführung erreicht und nachgewiesen werden. Bei besonderen Anforderungen sind detaillierte numerische Modelle (z. B. 3D-FEM mit feiner Diskretisierung des Schirmgewölbes) zu nutzen, damit die nach derzeitigem Wissensstand vorhandenen (räumlichen) Einflüsse auf das Tragverhalten der Schirmgewölbe berücksichtigt werden können. Systematische Untersuchungen von Spießschirmen mit höherwertigen Stoffgesetzen, bei denen das Zusammenwirken der Spieße und des durch Injektionen verfestigten Bereichs im Schirmgewölbe betrachtet wurde, sind dem Autor der Arbeit nicht bekannt und werden in den folgenden Kapiteln zum ersten Mal vorgenommen.

Die beiden Röhren des Tunnels wurden vom Nordportal aus in Spritzbetonbauweise im Zeitraum von 2016 bis 2018 vorgetrieben, wobei die Oströhre der Weströhre im Abstand von ca. 100 bis 200 m folgte. Vom Nordportal aus wurde zunächst der Mühlberg (Festgestein), dann das Gießenbachtal (Lockergestein) und schließlich der Kirchbichl (Festgestein) durchörtert.

Die im Trassenverlauf stark wechselnden geologischen Verhältnisse sind im Längsschnitt in der Abb. 5-3 dargestellt. Zwischen den Festgesteinsbereichen der Bergrücken befindet sich das Gießenbachtal aus fluviatilen abgelagerten Lockergesteinen. Diese nichtbindigen Sedimente bestehen gemäß ILF BERATENDE INGENIEURE (2014) aus sandig schluffigen, teils steinigen Kiesen, welche vermehrt Blöcke enthalten.

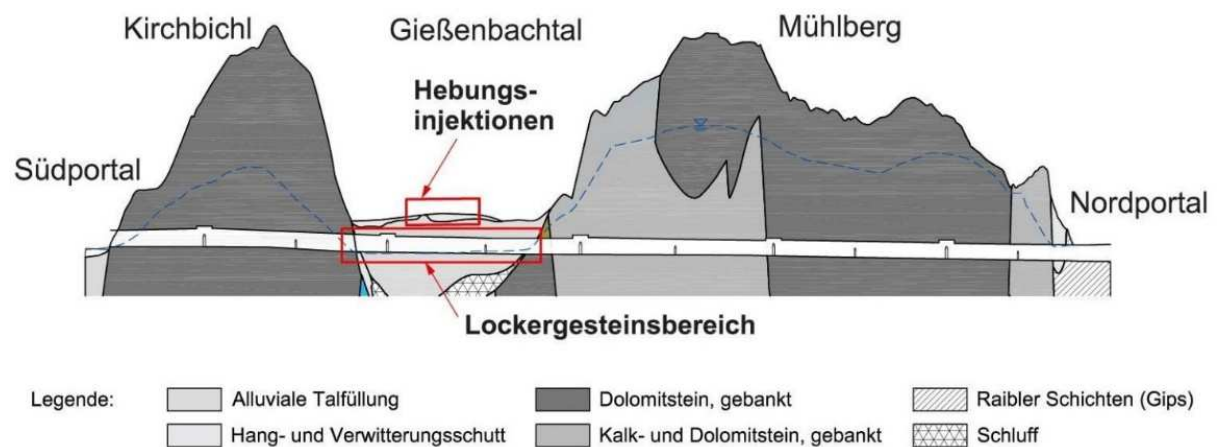


Abb. 5-3: Geologischer Längsschnitt des Tunnels Oberau

Im Zuge des Vortriebs der beiden Röhren wurden die angetroffenen geologischen Verhältnisse im Bereich der Ortsbrust nach jedem Abschlag kartiert und dabei das oben beschriebene Baugrundmodell bestätigt.

Aufgrund der weitgehend homogenen Baugrundzusammensetzung im Gießenbachtal eignet sich der dortige Spritzbetonvortrieb besonders gut für Auswertungen für eine nähere Betrachtung im Rahmen der Forschung.

Die Bodenüberlagerung über Firste schwankt zudem im Bereich des Gießenbachtals nur geringfügig zwischen 8 und 13 m. Das Grundwasser stand meist 1 bis 2 m unter Tunnelsohle an.

5.2.2 Ausgeführte Bauweisen im Lockergesteinsbereich

Beim Kalottenvortrieb wurde zunächst die Kalotte im Schutze eines Spießschirms mit Abschlagslängen von 1 m hergestellt. Die Kalotte wurde zeitweise durch eine

Spritzbetonsohle verstärkt. Der Vortriebsquerschnitt der Kalotte beträgt ca. 60 m² und ist in Abb. 5-6 dargestellt.

Nachfolgend sind die wesentlichen Sicherungsmittel der gewählten Vortriebsklasse aufgeführt:

- Voreilende Sicherung mit Selbstbohrspießen, jeden 2. Abschlag
- Ausbau mittels 30 cm dickem, zweilagig bewehrtem Spritzbeton
- Die Spritzbetonschale wurde mittels Ulmenankern rückverankert
- Temporäre 25 cm dicke Kalottensohle aus bewehrtem Spritzbeton

Zur Sicherung der Ortsbrust wurden Ortsbrustanker, Spritzbeton und ein Stützkern vorgesehen. Das Öffnen der Ortsbrust erfolgte in Teilflächen, wobei die Anzahl der Teilflächen entsprechend den geologischen Bedingungen vor Ort festgelegt wurde.

Im Lockergesteinsabschnitt wurden auf den ersten ca. 180 Vortriebsmetern der Weströhre jeden 2. Abschlag 40 Stück Selbstbohrinjektionsspieße mit einer Länge von 6 bis 8 m verwendet. Die Spieße wurden im Bereich der Firste, d. h. die Kalotte in einem Winkel von ca. 120° umspannend angeordnet (Firstspießschirm). In den folgenden Abschnitten wird diese Bauweise zusammenfassend als Bauweise 1 bezeichnet (siehe auch Abb. 5-6). Da sich der Vortrieb dort nicht im Einflussbereich von Bauwerken befand, sollten erste Erkenntnisse mit dem Vortrieb in der vorhandenen Geologie gesammelt sowie die tunnelinduzierten Verformungen ermittelt werden.

Die Setzungen wurden in den ersten Messquerschnitten mit geodätischen Oberflächenmesspunkten erfasst. Dabei wurde festgestellt, dass die maximalen Setzungen nach dem Vortrieb der Kalotte in Bauweise 1 bis zu 6 cm betragen. Die Messwerte lagen damit deutlich über den maximal prognostizierten Maximalsetzungen von 4 cm gemäß FILLIBECK et al. (2017).

Zur Reduzierung der Setzungen und damit des erforderlichen Aufwands für die Hebungsinjektionen unter den Gebäuden wurde es notwendig, die Vortriebsarbeiten zu optimieren. Gemäß dem Ergebnis von 3D-FE-Berechnungen, mit denen der Vortrieb durch den Autor der vorliegenden Arbeit simuliert wurde, wurde Bauweise 2 gemäß Abb. 5-6 umgesetzt. Dabei wurden der Spießschirm bis zu den Kalottenfüßen erweitert (Kalottenspießschirm), 72 Rohrspieße mit innenliegendem Bohrgestänge (Selbstbohrender Rohrspieß) anstelle von Selbstbohrspießen verwendet und die Anzahl der Ortsbrustanker verdoppelt (GOJ et al. 2019).

Die unterschiedlichen Bauweisen der verwendeten Spießsysteme sind in Abb. 5-4 und Abb. 5-5 dargestellt. Injiziert wurde bei den Selbstbohrspießen über die Bohrkronen; bei den Rohrspießen über die Bohrkronen sowie über vorgefertigte Öffnungen (Schlitze) im Rohr.

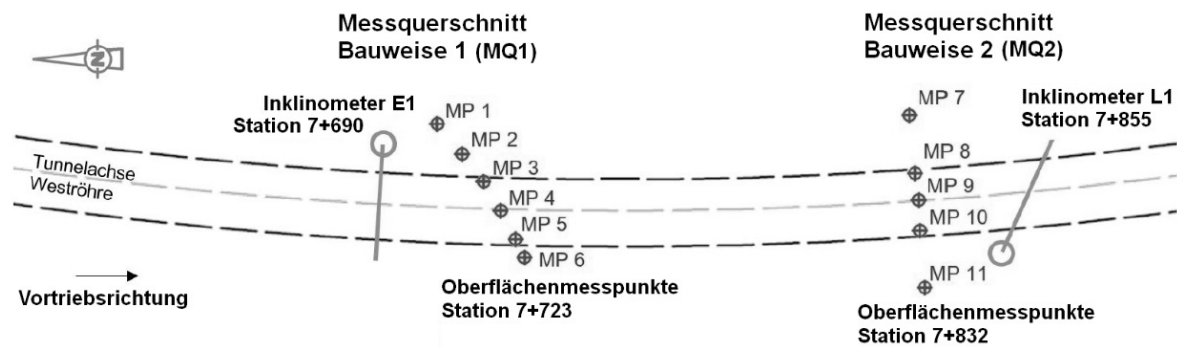


Abb. 5-7: Lage der ausgewählten Messquerschnitte über der Weströhre

Die Inklinometer wurden aus den Schächten hergestellt, aus denen heraus Hebungsinjektionen ausgeführt wurden. Inklinometer E1 wurde ca. 11,5 m über der Gradiente angeordnet, was etwa einen Abstand von 7,0 m zur Geländeoberfläche und 3,6 m zur Tunnelfirste entspricht. Für das Inklinometer L1 beträgt der Abstand zur Geländeoberfläche 7,9 m und zur Tunnelfirste 4,3 m. Durch diese Anordnung war es möglich, eine horizontale Messlinie zwischen Tunnelfirste und Geländeoberkante zu integrieren, worin die Verformungen in kurzen zeitlichen Abständen quer zur Tunnelachse aufgezeichnet wurden. Mit den verwendeten Ketteninklinometern werden die Verschiebungen quer zur Achse des Bohrlochs gemessen. Dazu wurden die Neigungen der Inklinometer schrittweise in einem Abstand von 50 cm in Zeitintervallen von 5 Minuten gemessen. Dargestellt wird die Verteilung der Vertikalverschiebungen entlang der Messlinie zu einem bestimmten Zeitpunkt, die aus der Integration der gemessenen Neigung resultiert. Die geodätischen Oberflächenmesspunkte wurden täglich eingemessen. Eine detaillierte bauablaufbezogene Auswertung ist nur anhand der Inklinometermessungen möglich.

Die nachfolgende Auswertung der Messquerschnitte in Abb. 5-8 erfolgt mit Blick in Vortriebsrichtung.

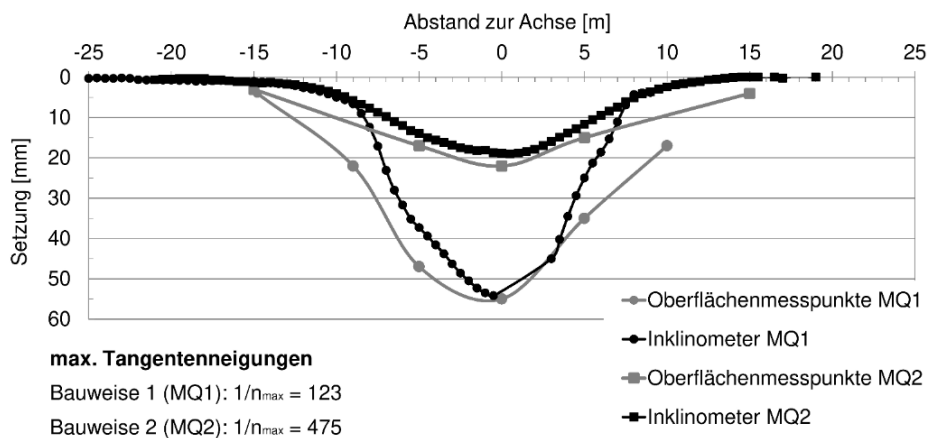


Abb. 5-8: Quersetzungsmulden der beiden Messquerschnitte 40 m hinter der Ortsbrust

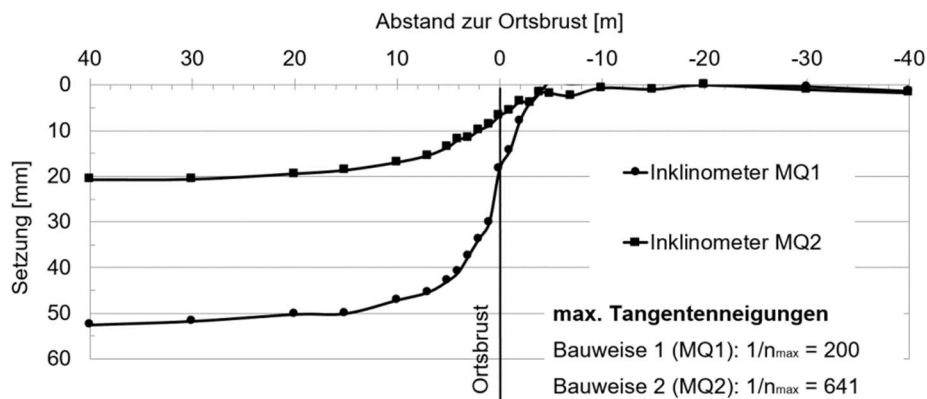


Abb. 5-9: Längssetzungsmulden der beiden Messquerschnitte

Im direkten Vergleich der gemessenen Vertikalverformungen der beiden Bauweisen gemäß Abb. 5-8 und Abb. 5-9 wird deren Unterschied deutlich. So ergeben sich nach dem Kalottenvortrieb bei der Bauweise 2 deutlich geringere vorauseilende Verformungen und Gesamtverformungen als bei Bauweise 1.

Bei der Betrachtung der vorauseilenden Setzungen gemäß Abb. 5-9 wird festgestellt, dass sich bis zu einem Abstand der Ortsbrust von -10 m zum Messquerschnitt 1 keine Vertikalverschiebungen am Inklinometer eingestellt haben. Bis zum Ortsbruststand direkt unter dem Messquerschnitt (OB = 0 m) ergeben sich am Inklinometer maximale vertikale Verschiebungen von ca. 21 mm, wobei ab ca. 5 m vor der Ortsbrust ein starker Anstieg zu verzeichnen ist. Bis zum Einbau der Kalottensohle (Ortsbrust = 5 m) kommen weitere 23 mm an Vertikalverschiebungen hinzu. Als nachlaufende Vertikalverformungen (nach dem Ringschluss der Kalotte) bis zum Ortsbrustabstand von 40 m wurden weitere 10 mm ermittelt. Damit ergeben sich maximale Gesamtverschiebungen von 54 mm in vertikaler Richtung infolge der Bauweise 1.

Die Setzungen bei Bauweise 2 (MQ2) reichen ca. 5 m der Ortsbrust voraus. Bis zum Ortsbruststand direkt unter dem Messquerschnitt ergeben sich am Inklinometer L1 maximale vertikale Verschiebungen von ca. 5 mm. Bis zum Einbau der Kalottensohle (Ortsbrust = 5 m) kommen weitere 6 mm an Vertikalverschiebungen hinzu. Als nachlaufende Vertikalverformungen bis zum Ortsbrustabstand von 40 m wurden weitere 8 mm ermittelt. Damit ergeben sich maximale Gesamtverschiebungen beim Kalottenvortrieb der Bauweise 2 von 19 mm in vertikaler Richtung.

Die Quersetzungsmulde von Bauweise 1 besitzt die maximale Tangentenneigung $1/n_{\max} = 123$. Für Bauweise 2 wurde dagegen $1/n_{\max} = 475$, d. h. nahezu ein Viertel ermittelt.

Die maximalen Tangentenneigungen der Längssetzungsmulden betragen bei Bauweise 1 $1/n_{\max} = 200$ und bei Bauweise 2 $1/n_{\max} = 641$.

Eine Beurteilung des Schadenspotenzials an Bauwerken nach KRAMER (1978) ergibt, dass für Bauweise 1 eine Schadenskategorie IId angesetzt werden muss, was starke konstruktive

Schäden bedeutet. Aufgrund der deutlich geringeren Tangentenneigung wird durch die Bauweise 2 die Schadenskategorie auf Ia bis Ib reduziert, was lediglich leichte bis mittlere architektonische Schäden zur Folge hat.

Eine direkte Zuordnung der Setzungsanteile, welche durch die Spießherstellung entstehen, lässt sich aus den Messwerten jedoch nicht ableiten. Für eine solche Auswertung wäre ein längerer Vortriebsstopp von einigen Tagen erforderlich gewesen, bei dem nur Spieße eingebaut würden. Dies war aus baubetrieblichen und wirtschaftlichen Gründen am Projekt nicht möglich.

Weitere Messquerschnitte, welche in der vorliegenden Arbeit aus Gründen der Übersichtlichkeit nicht beschrieben wurden, bestätigen die in Abb. 5-8 und Abb. 5-9 dargestellten Unterschiede (KNOTT 2017; PIEL 2016). Die Oberflächensetzungen in der Tunnelachse infolge Strossen-Sohlvortrieb betragen bei Bauweise 1 rund 15 mm und bei Bauweise 2 rund 10 mm (FILLIBECK et al. 2020).

5.2.4 Bewertung der Bauweisen

Die Anpassung der Bauweise (Erweiterung des Spießschirms um die gesamte Kalotte und Erhöhung der Anzahl von Ortsbrustankern) basierte auf den Ergebnissen von 3D-FEM Berechnungen (FILLIBECK und KLINGER 2017; FILLIBECK et al. 2017). Durch die zusätzliche Sicherungsmaßnahme werden die Kraftumlagerungen im Baugrund derart reduziert, dass die Verformungen im Vortriebsbereich erheblich abnehmen.

Die Bauweise 2 beinhaltet auch die Verwendung von Rohrspießen an Stelle von Selbstbohrspießen, was sich, wie nachfolgend erläutert, ebenfalls setzungsreduzierend auswirkte: Bei leicht nach oben gerichteter Bohrung war der Ringraum zwischen Selbstbohrspieß und Boden häufig nicht stabil, weil im Ringraum die Bohrspülung zwischen Spieß und Gebirge zurückfließt und der Boden erodiert wird. Zusätzlich ist die Bohrlochwandung nicht durch Suspension gestützt (siehe auch Abb. 5-4).

Beim Rohrspieß fließt hingegen die Bohrspülung zum Großteil im Ringraum zwischen dem Bohrgestänge und dem Spießrohr zurück, wodurch das Bohrloch weitestgehend vor Erosion geschützt bleibt. Außerdem ist der Ringraum zwischen Boden und Spießaußenwand auf wenige Millimeter reduziert. Des Weiteren werden beim Bohrspieß weniger Vibrationen an die Bohrlochwand übertragen, da das eigentliche Bohrgestänge innerhalb des Rohres (Spieß) geführt wird und dieses damit nicht in direktem Kontakt mit dem Boden steht (siehe auch Abb. 5-5).

Eine Auflockerung im Bereich der Spieße hat zur Folge, dass erhöhte Injektionsmengen zur Vermörtelung der Spieße benötigt werden. Zudem nimmt der Mehrausbruch zu, da es durch die Auflockerung vermehrt zu einem Durchrieseln von Boden zwischen den Spießen kommt.

Der Mehrausbruch und die Injektionsmenge wurden für die Weströhre im Bereich des Gießenbachtals ausgewertet und in Abb. 5-10 dargestellt.

Durch die Umstellung der Bauweise wurden der Mehrausbruch und der Injektionsverbrauch deutlich reduziert (KÖGL 2018).

Hinsichtlich der Vortriebsleistung sank diese von $\varnothing 3,7$ m/d mit Bauweise 1 auf $\varnothing 2,4$ m/d mit Bauweise 2 (KÖGL 2018), was auf die Verwendung einer fast doppelt so hohen Spießanzahl zurückzuführen ist.

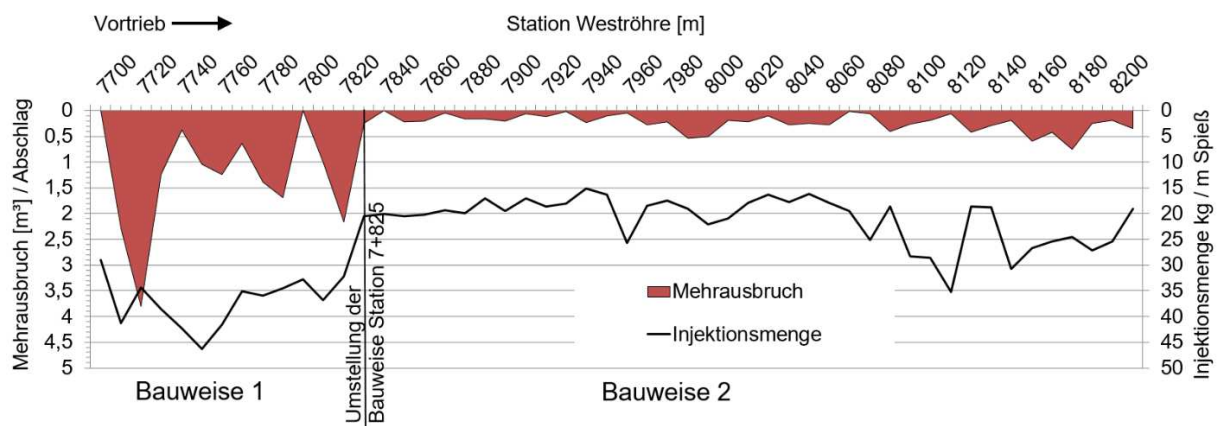


Abb. 5-10: Auswertung von Mehrausbruch und Injektionsmenge beim Vortrieb der Weströhre im Gießenbachtal

Dieses Projektbeispiel verdeutlicht, dass ein Spießschirm große Auswirkungen auf die Setzungen an der Oberfläche haben kann. Insbesondere ist es essentiell, dass bereits während der Herstellung Verformungen vermieden werden.

Mit der angepassten Vortriebsweise konnte ein sicherer und verformungsarmer Kalottenvortrieb in grobkörnigen Baugrund im Gießenbachtal ausgeführt werden.

5.3 Tunnel Vötting (Westtangente Freising)

5.3.1 Projektbeschreibung

Die Westtangente Freising zur Umfahrung der Stadt Freising wird in einen oberirdischen Streckenabschnitt sowie in eine Tunnelstrecke mit zugehörigen Rampen unterteilt. Die einröhrige Tunnelstrecke wird auch als Tunnel Vötting bezeichnet, welcher im Jahr 2017 über eine Länge von 465 m bergmännisch in Spritzbetonbauweise aufgefahren wurde (VOGT 2015).

Die Geologie im Bereich des bergmännisch vorgetriebenen Tunnels besteht aus tertiären Schichten wobei es sich um Wechsellagerungen aus Kiesen, Sanden, Schluffen und Tonen handelt. Das Grundwasser wurde im oben genannten Bereich mittels Brunnen bis unter die Tunnelsohle abgesenkt.

Die Bodenüberlagerung über Firste schwankt zwischen 6 und 10 m.

5.3.2 Ausgeführte Bauweisen

Da sich der gesamte bergmännische Abschnitt im Lockergestein befindet, wurde dieser in Spritzbetonvortrieb gemäß Vortriebsklasse 7 nach DIN 18312 (2016) aufgefahren. Dies bedeutet, dass die Kalotte im Schutze eines Spießschirms mit Abschlagslängen von 1,0 bis 1,2 m hergestellt wurde. Die Kalotte wurde zeitweise durch eine Spritzbetonsole verstärkt. Der Vortriebsquerschnitt der Kalotte beträgt ca. 60 m² und ist in Abb. 5-11 dargestellt. Nachfolgend sind die wesentlichen Sicherungsmittel der gewählten Vortriebsklasse aufgeführt:

- Voreilende Sicherung mit Rammspießen, jeden Abschlag
- Ausbau mittels 30 cm dickem, zweilagig bewehrtem Spritzbeton
- Die Kalottenfüße wurden verbreitert und teilweise auf Mikropfählen gegründet
- Temporäre 25 cm dicke Kalottensohle aus bewehrtem Spritzbeton

Zur Sicherung der Ortsbrust wurden Ortsbrustanker, Spritzbeton und ein Stützkern vorgesehen. Das Öffnen der Ortsbrust erfolgte in Teilflächen, wobei die Anzahl der Teilflächen entsprechend den geologischen Bedingungen vor Ort festgelegt wurde.

Die anfängliche Verwendung von Selbstbohrspießen wurde wegen zu großer Auflockerung und damit einhergehender Oberflächensetzung bereits nach wenigen Vortriebsmetern auf Rammspieße umgestellt. Auf den weiteren ca. 290 Vortriebsmetern der Spritzbetonbauweise wurden jeden Abschlag 60 bis 80 Stk. Rammspieße mit einer Länge von 4 bis 6 m verwendet. Diese Rammspieße bestehen nur aus einem Stahlrohr mit aufgeschweißter Stahlspitze. Die Spieße wurden zunächst nur im Bereich der Firste, d. h. die Kalotte in einem

Winkel von ca. 120° umspannend angeordnet und im weiteren Vortriebsverlauf bis auf 160° in die Ulmen erweitert. In diesem Abschnitt fand keine Injektion über die Rammspieße statt. In den folgenden Auswertungen wird diese Bauweise zusammenfassend als Bauweise 3 bezeichnet (siehe auch Abb. 5-11).

Im Zuge des Vortriebs mit o. g. Bauweise 3 wurden oft Nachfälle von Sanden und Kiesen bis zur 2. Spießlage dokumentiert. Da man mit dem weiteren Vortrieb im Einflussbereich von Gebäuden kam und eine weiteres Ausrieseln von Boden bis an die Geländeoberfläche nicht auszuschließen war, wurde entschieden die Spieße im Bereich der Firste mit Polymeren zu injizieren. Eine Porenrauminjektion mit Zementen war aufgrund der zu geringen Durchlässigkeit der anstehenden Sande als nicht möglich erachtet worden.

Somit wurden in den restlichen ca. 160 m der Spritzbetonbauweise ca. 70 Spieße verwendet. Die Spieße im Firstbereich (Abdeckungswinkel ca. 120°) wurden mit einer Länge von 6,0 m eingebaut und auf einer Länge von ca. 4,0 m vom Spießtiefsten aus mit Acrylatgel injiziert. Das Injektionsgut wurde durch die in den Rohrspießern vorhandenen Perforationsbohrungen mit einem Durchmesser von 10 mm und einem Abstand von 33 cm eingebacht.

Das Acrylatgel ist ein wasserunlösliches Polymer, welches im Endzustand eine gummielastische Viskosität aufweist (siehe auch Kapitel 12A.3.2). In den Ulmenbereichen wurden 4,0 m lange Spieße ohne Injektion verwendet. Bei den folgenden Auswertungen wird die Ausführung in diesem Abschnitt als Bauweise 4 bezeichnet (siehe auch Abb. 5-11).

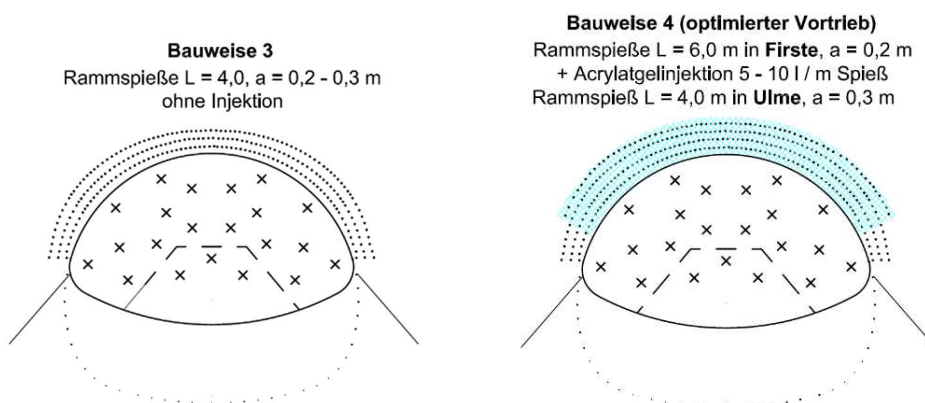


Abb. 5-11: Schematische Darstellung der verwendeten Bauweisen am Tunnel Vötting

5.3.3 Vortriebsbedingte Oberflächensetzungen

Die Oberflächensetzungen wurden an 14 Nivellementquerschnitten kontrolliert. Zusätzlich wurden einzelne Messpunkte auf Bebauung im Einflussbereich der Maßnahme durch automatische Tachymeterstationen überwacht. Die Querschnitte zur folgenden Auswertung wurden so gewählt, dass zwischen den oben genannten Bauweisen unterschieden werden

kann, jedoch möglichst ähnliche geologische Verhältnisse und Überdeckungen vorhanden sind (Abb. 5-12).

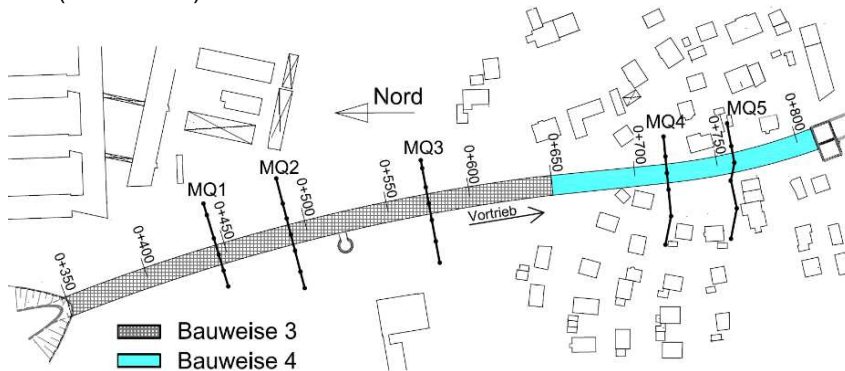


Abb. 5-12: Lageplan mit Messquerschnitten und Eingrenzung der Bauweise 3 und 4

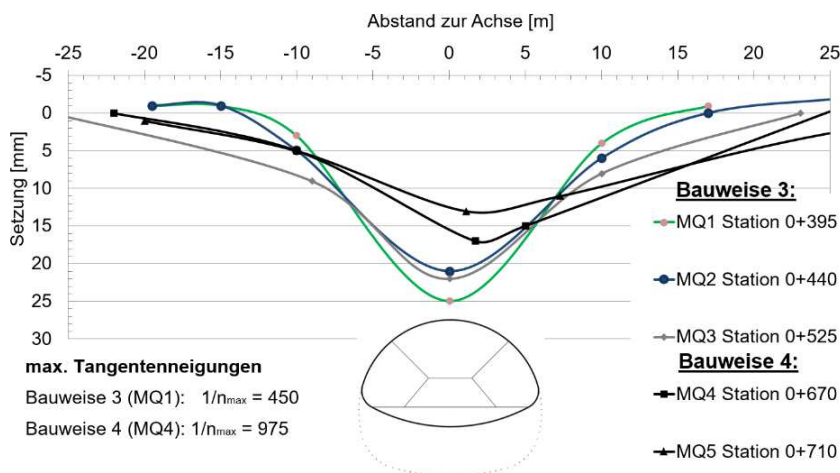


Abb. 5-13: Quersetzungsmulden ausgewählter Messquerschnitte, jeweils 30 m hinter der Ortsbrust

In Abb. 5-13 wird ersichtlich, dass die Messquerschnitte über Bauweise 3 mittlere maximale Setzungen von ca. 22 mm aufweisen. Die beiden Messquerschnitte über der Bauweise 4 weisen mittlere maximale Setzungen von ca. 15 mm auf.

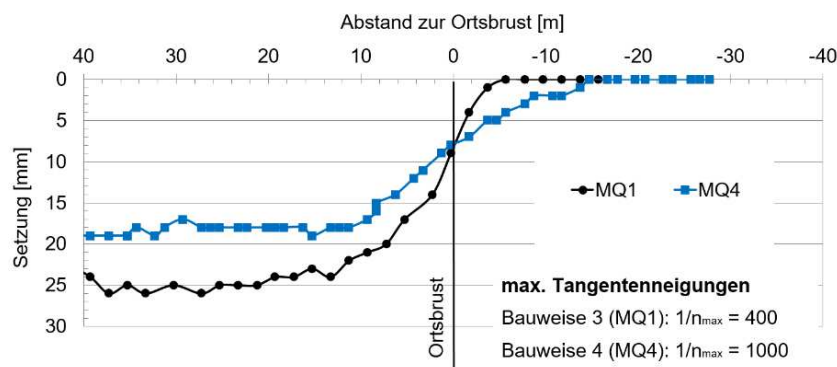


Abb. 5-14: Längssetzungsmulden der Messquerschnitte 1 und 4

Die Unterschiede der Tangentenneigungen der Quersetzungsmulden sind noch deutlicher. Für Bauweise 3 beträgt die maximale Tangentenneigung $1/n_{\max} = 450$. Für Bauweise 4

wurde dagegen $1/n_{\max} = 975$, d. h. ca. die Hälfte ermittelt. Ähnliche Unterschiede ergeben sich aus der Betrachtung der Längssetzungen gemäß Abb. 5-14. Im Verhältnis zu den Gesamtsetzungen ist die Setzungsmulde der Bauweise 4 gegenüber jener der Bauweise 3 breiter und weiter vorseilend.

Eine Beurteilung des Schadenspotenzials an Bauwerken nach KRAMER (1978) ergibt, dass für Bauweise 3 eine Schadenskategorie Ia - Ib angesetzt werden muss, was mittlere architektonische Schäden bedeutet. Aufgrund der deutlich geringeren Tangentenneigung wird durch die Bauweise 4 die Schadenskategorie auf 0 bis Ia reduziert, was keine bzw. leichte architektonische Schäden zur Folge hat.

5.3.4 Bewertung der Bauweisen

Ähnlich wie am Tunnel Oberau haben sich am Tunnel Vötting bei herkömmlichen Selbstbohrspießen ohne Bohrlochstützung große Auflockerungen und Setzungen ergeben, was ebenfalls auf Materialaustrag beim Bohren zurückzuführen war. Aufgrund der vorhandenen Geologie war die Umstellung auf gerammte Spieße möglich (Bauweise 3). Mit den gerammten Spießen ohne Injektion war bereits eine deutliche Verbesserung am Ausbruchrand hinsichtlich Nachfällen und Auflockerungen als auch bei den Oberflächensetzungen bemerkbar. In Bereichen mit enggestuften kohäsionslosen Sanden kam es jedoch weiterhin zu einem Ausrieseln des Bodens zwischen den Spießen.

Mit der Umstellung auf Bauweise 4 (Ausführung von Polymerinjektionen am Spießschirm) wurde eine Verkittung des Bodens erreicht, womit weitere Nachfälle unterbunden wurden. Die Verformungen an der Oberfläche wurden dadurch um ca. 25 % reduziert und das Schadenspotenzial an der Oberflächenbebauung deutlich verringert. Die Gründe für die Verformungsreduzierung durch Bauweise 4 können zum einen daran liegen, dass die Spieße im Firstbereich um 2 m verlängert wurden. Zum anderen ist durch die Injektion eine gewisse Erhöhung der Kohäsion und Steifigkeit im Schirmbereich erreicht worden, was eine Setzungsreduzierung (wird in Kapitel 8.1. noch näher erläutert) zur Folge hat.

6 Mehrlagiger Spießschirm – kleinmaßstäblicher Modellversuch

6.1 Zielstellung

Durch die mehrmalige Überlappung der Spieße wird ein Verbundkörper erzeugt, dem eine erhöhte Tragwirkung unterstellt werden kann. Infolge von Verformungen des Verbundkörpers kommt es zu (Mantel-)Reibung zwischen den Spießen und dem umgebenden Boden, wodurch Zugspannungen im Boden auf die Spieße übertragen werden, welche als Bewehrung dienen. Ähnliche Verbundsysteme werden als Bodenvernagelung oder bewehrte-Erde zur konstruktiven Hangsicherung angewendet. Da die Bewehrungselemente schlaff eingebaut werden (analog dem Spießschirm) ist zunächst eine gewisse Verformung erforderlich, damit die Mantelreibung aktiviert und Zugkräfte aufgenommen werden können (Widerstands-Setzungslinie Pfahl).

Mit den experimentellen Untersuchungen soll ermittelt werden, welches Verformungsverhalten der Verbundkörper aus Spießen und Boden zeigt. Insbesondere soll dabei der Einfluss von einer, zwei oder drei Spießlagen betrachtet und zwischen glatter und rauher Mantelfläche der Spieße unterschieden werden. Dadurch können Rückschlüsse auf das Trag- und Verformungsverhalten der in Abschnitt 3.2 vorgestellten Konstruktionsarten von Spießschirmen gezogen werden.

6.2 Versuchsaufbau

Eine experimentelle Abbildung der komplexen Vorgänge beim Tunnelvortrieb im Lockergestein ist nur mittels starken Vereinfachungen möglich, insbesondere wenn die vorausseilende Sicherung erfasst werden soll. Die Arbeitsschritte des konventionellen Spritzbetonvortriebs mit Querschnittunterteilungen und einer Vielzahl von Sicherungsmitteln sind im Modellmaßstab nicht vollumfänglich abbildbar. Dazu kommen der vergleichsweise geringe Spannungszustand im Labor aufgrund des Maßstabs (HISATAKE und OHNO 2008) und die hohen Anforderungen an die Messtechnik. Die im Zuge der vorliegenden Arbeit durchgeführten experimentellen Untersuchungen an stabförmigen Bauteilen im Schirm beschränken sich deshalb nur auf einen ausgewählten Bereich des Vortriebs gemäß Abb. 6-1 und werden stark vereinfacht abgebildet.

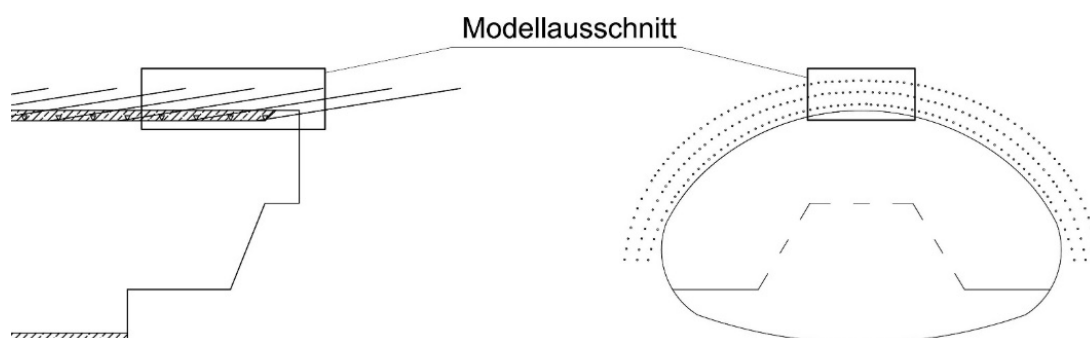


Abb. 6-1: betrachteter Bereich des Spießschirms am Tunnel für die Modellversuche

Versuchsreihe möglich wurde. Trotzdem sollte der Boden eine möglichst geringe Kapillarkohäsion aufweisen, damit ein möglichst hoher Anteil der Tragwirkung des Gesamtsystems auf die Spieße übertragen wird, ohne dass der Sand innerhalb des Modellkastens ein verspanntes Gewölbe ausbildet.



Abb. 6-4: Einbau 3. Spießblage



Abb. 6-5: Auflast und Wegaufnehmer

Der optimale Wassergehalt des Sandes wurde an Vorversuchen mit 3,5 % ermittelt. Der Einbau wurde lagenweise mit $\Delta h = 10$ cm und einer bezogenen Lagerungsdichte I_D von 0,4 (mitteldicht) vorgenommen. Im Zuge des Sandeinbaus wurden die Spieße im Sandbett verlegt und der Einbau bis zum oberen Modellrand fortgesetzt.

Der mittlere Spieß der unteren Lage wurde als Messspieß ausgeführt. An diesem sind insgesamt sechs vertikale Stäbe angeordnet, die an der Oberfläche des Modellkastens gemäß Abb. 6-2 herausgeführt werden. Ein ähnlicher Messaufbau wurde bereits bei den Untersuchungen von MELIX (1987) verwendet. An diesen Messpunkten wird die vertikale Verschiebung des Messspießes während der Versuchsdurchführung mittels elektrischen Wegaufnehmern erfasst.

Als Auflast wurden Gewichtsscheiben à 10 kg verwendet. Die Gewichte wurden auf sechs quadratischen Holzplatten auf der Oberfläche des Modellkastens gemäß Abb. 6-5 verteilt. Dadurch war es möglich, die vertikalen Messstäbe durch die Auflast hindurchzuführen und den Einfluss einer starren Last (Bretter/Scheiben wirken wie eine Bodenplatte) gering zu halten. Bei einem erweiterten Versuchsaufbau wurde zusätzlich ein Rahmen mit Bodenaflast verwendet, um den Einfluss der starren Last zu überprüfen. Hierbei ergab sich jedoch eine Verspannung bzw. Gewölbebildung im Boden zu den seitlichen Rändern des Modellkastens, wodurch die Durchbiegung der Spieße deutlich reduziert wurde. Die Biegelinie bildete sich jedoch bei beiden Auflastvarianten in qualitativ ähnlicher Form aus.

Als Maximalbelastung wurden 18 Scheiben, d. h. insgesamt 180 kg aufgebracht, was einer Auflastspannung von $6,86 \text{ kN/m}^2$ entspricht.

6.3 Versuchsdurchführung

Nach Herstellung des Versuchsaufbaus und Einrichtung sowie Nullmessung der Messpunkte begann der Versuch indem die Frontplatte abgenommen und der Boden unterhalb der Spieße schrittweise entnommen wurde. Die Bodenentnahme wurde dabei händisch in Vortriebsschritten von jeweils 5 cm durchgeführt. Nach jedem Vortriebsschritt wurden die Verschiebungen der Messpunkte aufgezeichnet. Der Boden wurde über die gesamte Breite des Modellkastens zwischen Modellboden und Unterkante der 1. Spießlage entnommen, bei vertikaler Ausbildung der Ortsbrust.

Für alle Versuchsvarianten wurden die Vertikalverschiebungen der Messpunkte in Abhängigkeit des Vortriebsstands ermittelt und ausgewertet. Dadurch kann die Biegelinie am Messspieß ermittelt werden. Die Variationen wurden in Abhängigkeit der Spießlagen (1/2/3) der Rauigkeit (glatt/rauh), sowie der Belastung an der Oberkante des Modellkastens durchgeführt.

6.4 Ergebnisse

Um die Streuung der Versuchsergebnisse bewerten zu können, wurden mehrere Versuche bei gleichem Versuchsaufbau durchgeführt. In der Abb. 6-6 sind die Biegelinien bei 6 bzw. 8 Einzelversuchen und verschiedenen Versuchsaufbauten (1/2/3 Lagen mit rauhen Spießen) dargestellt. Die Auswertung ist für einen Vortriebsstand (ungestützte Abschlagslänge) von 20 cm vorgenommen worden. Mit steigender Anzahl der Spießlagen nimmt die maximale Durchbiegung ab. D. h. eine mehrfache Überlappung von Spießen zeigt im Modellversuch eine deutliche Verformungsreduzierung um bis zu 50 %. Die Schwankung der Ergebnisse zwischen den Einzelversuchen liegt im akzeptablen Rahmen, um Tendenzen und Unterschiede zwischen verschiedenen Versuchsaufbauten erkennen zu können.

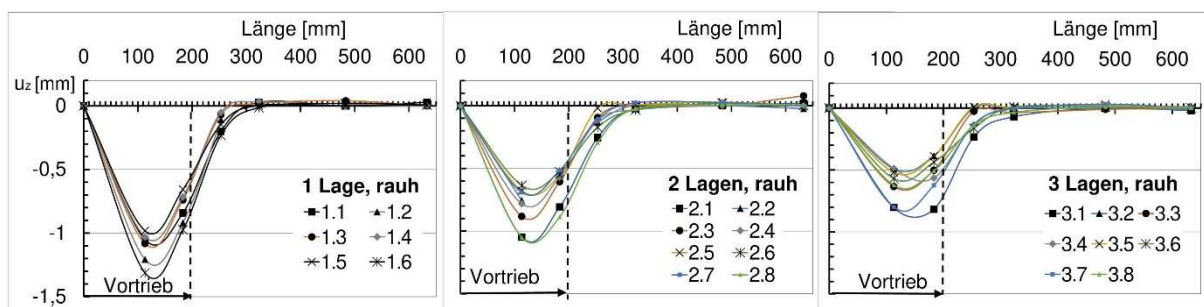


Abb. 6-6: Biegelinien bei 1, 2 und 3 Lagen aus rauhen Spießen und 6,86 kN/m² Auflast

In der Abb. 6-7 werden die Biegelinien des Messspießes in Abhängigkeit der Vortriebsstände und Lagen dargestellt. Mit zunehmendem Vortrieb, d. h. mit längerem ungestützten Abschnitt nimmt die Durchbiegung zu. Das Maximum wandert dabei mit dem Vortrieb. Bei niedrigen ungestützten Abschlagslängen von 5 bzw. 10 cm ist nur eine geringfügige Durchbiegung ersichtlich und der Unterschied zwischen 1, 2 und 3 verbauten Lagen ebenfalls gering.

Eine wesentliche Zunahme der Durchbiegung und ein Unterschied zwischen den Lagen wird erst ab 20 cm Vortrieb ersichtlich. Bei nur einer Spießlage trat bei einer Abschlagslänge von ca. 30 cm der Kollaps ein, sodass ein Vergleich der Anzahl der Lagen für Abschlagslängen > 25 cm nicht möglich war. Bei 2 und 3 Lagen waren auch bis zu 40 cm ungestützte Abschlagslängen im Versuch möglich, auf Grund dessen eine deutliche Tragfähigkeitserhöhung infolge mehrerer Lagen festzustellen ist.

Da mit dem Modellaufbau die Realität im Maßstab von 1:10 abgebildet wird, ist somit für Spießschirme im Lockergestein erst nach größeren, ungestützten Abschlägen eine signifikante Längstragwirkung aus den Ergebnissen abzuleiten. Dies deckt sich auch mit dem Ansatz, dass sich bei den schlaff eingebauten Bewehrungselementen (Spieße) zunächst eine gewisse Verformung einstellen muss, damit die maximal aufnehmbare Mantelreibung aktiviert wird.

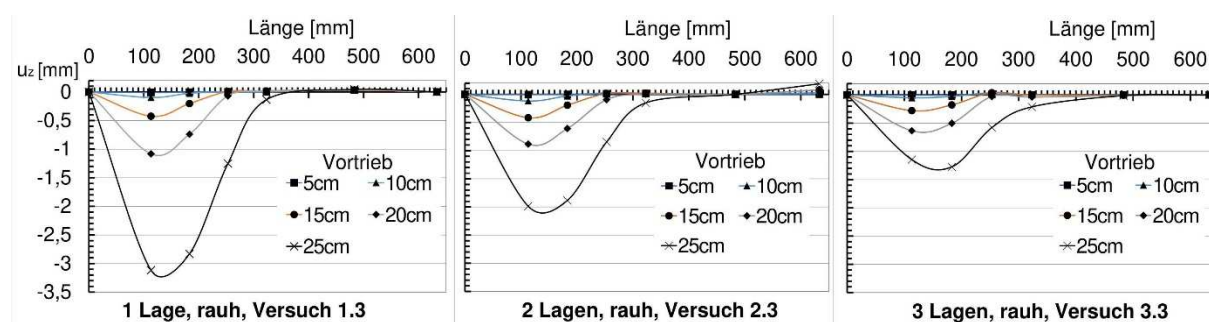


Abb. 6-7: Biegelinien in Abhängig des Vortriebsstands bei 1, 2 und 3 Lagen aus rauhen Spießen und 6,86 kN/m² Auflast

Die ermittelten Biegelinien in Abhängigkeit des Vortriebsstands sind qualitativ vergleichbar mit der Entwicklung der Biegelinie, welche von VOLKMANN und SCHUBERT (2011) anhand von Messungen an Rohrschirmen präsentiert wurden (Abb. 6-8). Gegenüber den in Abb. 6-7 dargestellten Biegelinien der Modellversuche wird der Ausbau beim realen Vortrieb nachgezogen, was den flacheren Verlauf der Trendlinie in Abb. 6-8 erklärt.

Eine Veränderung der Belastung durch eine größere Überdeckung von Sand über den Spießen zeigte eine deutliche Verringerung der Durchbiegung, obwohl die Auflast durch den Sand in gleicher Größenordnung zu den sonst aufgebrauchten Gewichtsscheiben gewählt wurde (siehe Abb. 6-9). Eine Verspannung des Sandes mit den Seitenwänden des Modellkastens infolge Gewölbekonstruktion in der Überdeckung wird als Ursache vermutet.

In der Abb. 6-10 sind Mittelwerte der Biegelinien aus den Einzelversuchen dargestellt, welche unter Verwendung von glatten und rauhen Spießen bei einem Vortriebsstand von 20 cm ermittelt wurden. Hierbei zeigt sich, dass rauhe Stäbe insbesondere bei nur einer Spießlage eine deutliche Verformungsreduzierung bewirken. D. h. die größere übertragbare Mantelreibung bei den rauhen Stäben zeigt einen eindeutigen Einfluss auf eine mögliche Verformungsreduzierung.

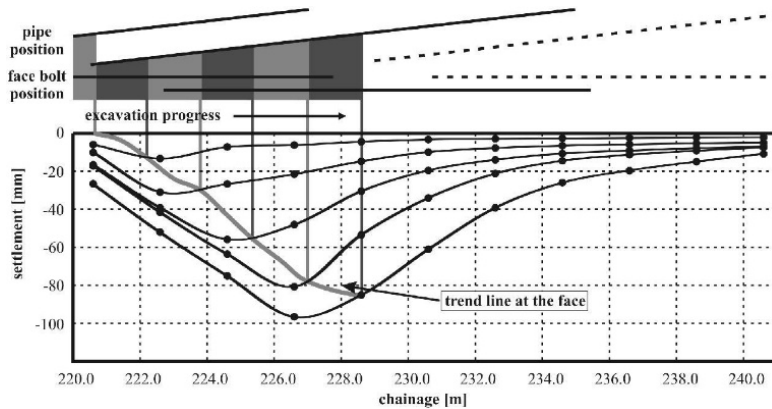


Abb. 6-8: gemessene Biegelinien in Abhängig des Vortriebsstands gemäß VOLKMANN und SCHUBERT (2011)

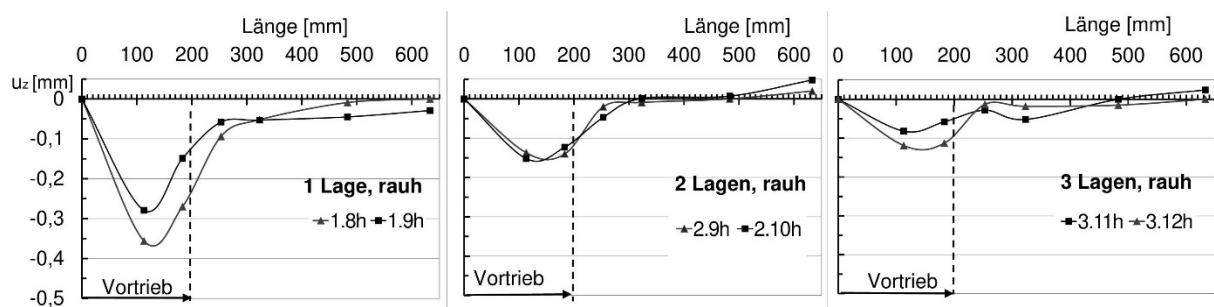


Abb. 6-9: Biegelinien bei 1, 2 und 3 Lagen aus rauhen Spießen und 6,86 kN/m² Auflast (zusätzliche Sandüberdeckung und Gewichte)

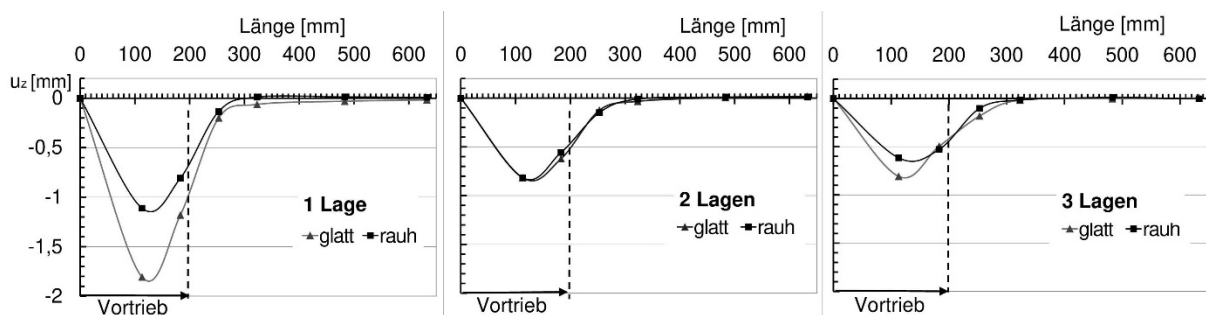


Abb. 6-10: Biegelinien bei 1, 2 und 3 Lagen aus rauhen oder glatten Spießen und 6,86 kN/m² Auflast

Insgesamt lässt sich aus den Modellversuchen feststellen, dass 2 bzw. 3 Lagen von Spießen eine deutliche Tragfähigkeitserhöhung und Verformungsreduzierung bewirken. Eine signifikante Längstragwirkung bzw. Durchbiegung der Spieße zeigt sich allerdings nur bei größeren, ungestützten Abschlagslängen.

Versuche mit geringerer Auflast (60 kg bzw. 2,29 kN/m² und 120 kg bzw. 4,57 kN/m²) zeigen erwartungsgemäß eine geringere Durchbiegung.

Aus dem Vergleich zwischen glatten und rauhen Stäben kann gefolgert werden, dass zur Verbesserung der Tragwirkung und Reduzierung der Verformungen eine gute Verzahnung der Spieße mit dem umgebenden Boden ermöglicht werden sollte, was beispielsweise durch eine Vermörtelung oder Injektionen erreicht werden kann.

7 Numerische Modelle für die Untersuchung des Tragverhaltens von Schirmgewölben

7.1 Allgemeines

Bei der räumlichen, numerischen Modellierung des Tunnelvortriebs wird nur ein Teilbereich des unendlichen Halbraums betrachtet BLIEM (2001), wobei zu berücksichtigen ist, dass dieser Teilbereich ausreichend groß gewählt wird, um Einflüsse von den Modellrändern (angenommene Festhaltungen) auf die Ergebnisse ausreichend gering zu halten.

Aufgrund der Weiterentwicklung numerischer Methoden und Rechenleistungen ist es möglich, die Tragwirkung der vorausseilenden Sicherungen realitätsnah zu erfassen. Hierzu werden dreidimensionale Modelle verwendet, welche den schrittweisen Tunnelvortrieb sowie das Einbringen der zuvor genannten Sicherungsmittel erfassen. Durch diese räumlichen Berechnungen ist es insbesondere möglich, die Längstragwirkung dieser vorausseilenden Sicherungen zu untersuchen. Des Weiteren kann die Entwicklung der Quertragwirkung, der vor allem bei den Schirmgewölbesicherungen eine bedeutende Rolle zukommt, in Abhängigkeit des Vortriebsstands ermittelt werden (siehe auch Kapitel 2.1). Hierzu werden zudem in einzelnen Detailstufen auch kleinräumige Betrachtungen vorgenommen. Die Berechnungen haben zudem den Vorteil, dass die Wirkungsweise einzelner Sicherungsmittel als auch deren Interaktion untersucht werden kann.

Zur Durchführung der numerischen Berechnungen wurde die Software des Unternehmens SOFiSTiK AG verwendet. Die Software erfasst das nichtlineare Materialverhalten des Lockergesteins durch die Bereitstellung eines elastoplastischen Stoffmodells mit Verfestigung. Ebenso wird das nichtlineare Materialverhalten der bewehrten Spritzbetonschale und ggf. weiterer Sicherungsmittel erfasst. Für die Untersuchungen hinsichtlich stabförmiger Sicherungsmittel (z. B. Spieße / Rohrschirmrohre) werden für diese die Schnittkräfte nach Theorie III. Ordnung berücksichtigt.

Die Strukturmodelle, welche in Kapitel 7.4 noch näher erläutert werden, wurden als axialsymmetrische Modelle, bei denen nur eine Tunnelhälfte simuliert wird, erstellt. Diese Vorgehensweise ist nur möglich, wenn keine nachlaufende zweite Röhre, keine asymmetrische Last aus der Überdeckung oder Bebauung und kein asymmetrischer Ausbruch (z. B. einhäuptiger Ulmenstollenvortrieb) berücksichtigt werden soll.

In der vorliegenden Arbeit konnte durch die Symmetrienausnutzung ein höherer Detaillierungsgrad bei gleicher Rechenzeit erreicht werden.

Die Modelle wurden mit der Software FIDES WINTUBE 2015.314 – 2018.277 generiert und vernetzt (Preprocessing). Durch die Software SOFiSTiK ASE 16.02 – 18.03 (siehe 7.2.1) wird das System mittels der Methode der Finiten-Elemente (FEM) berechnet. Die Ergebnisplots (Postprocessing) werden nachlaufend mit Auswertungsprogrammen der SOFiSTiK AG erstellt.

7.2 Numerische Umsetzung im verwendeten Programm SOFISTIK ASE

7.2.1 Grundlagen zu ASE

Das Rechenprogramm ASE (Allgemeine Statik Finiter Elemente Strukturen) (SOFISTIK AG 2018) verwendet die Finite-Elemente-Methode (FEM) als Automatisierung des Weggrößenverfahrens. Da bei großen Modellbetrachtungen eine hohe Anzahl von Freiheitsgraden (Weggrößen) vorliegt, wird der Betrachtungsbereich in begrenzte Teilelemente (Finite-Elemente) zerlegt (Diskretisierung). In der vorliegenden Arbeit wird die Bodenstruktur mit räumlichen Kontinuums-Elementen, die 8-knotige Hexaederelemente (BRIC) darstellen, diskretisiert. Die Spritzbetonschalen werden mit 4-knotigen Schalenelementen (QUAD), die Anker und Spieße mit 2-knotigen Balkenelementen (STAB) modelliert. Die Knoten sind zudem Kopplungen zu benachbarten Elementen.

Den einzelnen Elementen werden Materialien mit definierten Stoffverhalten zugeordnet sowie mögliche Randbedingungen an den Elementknoten definiert (z. B. angreifende Lasten oder Auflagerbedingungen). Dadurch werden Elementsteifigkeitsmatrizen gebildet, die das Verhältnis zwischen den Knotenkräften und Knotenverschiebungen darstellen. Die lokalen Koordinaten dieser Knoten werden zudem durch Transformation in globale Koordinaten überführt.

Die folgende Zusammenführung der Elementsteifigkeitsmatrizen zur Gesamtsteifigkeitsmatrix ist ein rechenintensiver Schritt. Der nächste Berechnungsschritt integriert die Lasten (Elementeigengewicht / äußere Knoten-, Linien- oder Flächenlasten) sowie Auflagerbedingungen in das Gleichungssystem. Die Lösung des Gleichungssystems führt zu den Knotenverschiebungen (Weggrößen). Mit diesem Ergebnis werden die Auflagerkräfte sowie die Spannungen und Dehnungen in den Elementen ermittelt. Die Spannungen und Dehnungen werden an den Integrationspunkten (Gauß-Punkte, siehe auch Abb. 7-8) ausgewertet. Einen guten Überblick zur Methodik der FEM gibt STEINKE (2015) in Abb. 7-1.

Die Netzgenerierung, d. h. die Einteilung des Modells in die o. g. Elemente und die Zusammenführung zum sogenannten FE-Netz erfolgt automatisch. Das Aufstellen der Steifigkeitsmatrizen der einzelnen Elemente und das Zusammenführen zur Gesamtsteifigkeitsmatrix wird im Programm ebenfalls automatisch vorgenommen.

Um die Verformungen realitätsnah zu bestimmen, wird in der vorliegenden Arbeit für nahezu alle Elemente nichtlineares Materialverhalten berücksichtigt. Dies führt jedoch dazu, dass aufgrund der spannungspfadabhängigen Steifigkeiten und Verformungen die Gesamtlast schrittweise (inkrementell) aufgebracht werden muss. Es wird also eine Näherungslösung iterativ ermittelt, deren Genauigkeit von einer definierten Toleranz, d. h. einer hinnehmbar großen Differenz (Ungleichgewichtskräfte bzw. Restkräfte oder Residuum) zwischen äußeren Lasten und inneren Knotenkräften abhängt. Am Ende jeder Iteration wird geprüft, ob das Konvergenzkriterium, d. h. die Differenz zwischen äußeren und inneren Kräften in einer definierten Toleranz ist (DGGT 2014). Die Anzahl der Iterationen und damit die Berechnungsdauer hängen direkt von der gewünschten Genauigkeit ab.

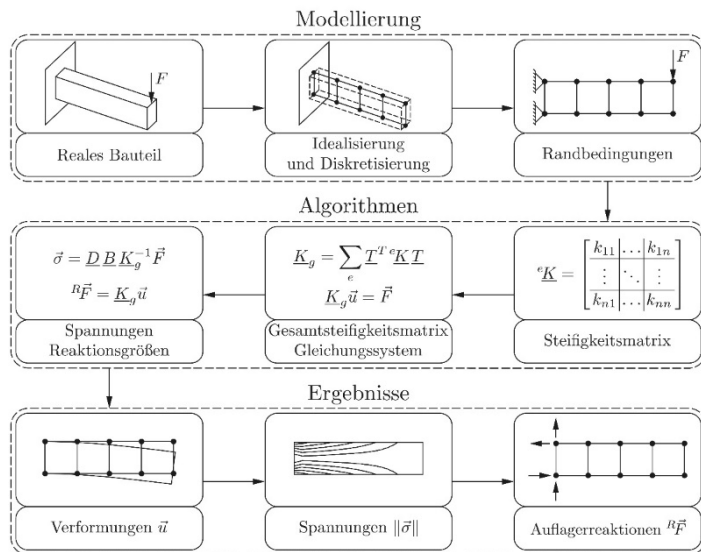


Abb. 7-1: Vorgehensweise bei der FEM gemäß STEINKE (2015)

In den numerischen Berechnungen der Strukturmodelle gemäß Kapitel 7.4 wurde für die Anfangsspannungszustände eine Toleranz (Restkraft) von 0,01 kN und bei den Lastfällen zur Vortriebssimulation eine Toleranz von 5 kN gewählt. Signifikante Restkräfte von maximal 5 kN sind lediglich an einigen Knoten der Spritzbetonschale festzustellen (Kalottenfuß / Bereiche mit Steifigkeitssprüngen in der Spritzbetonsohle). Im Vergleich mit den Absolutwerten entspricht die Toleranz dann circa 0,1 bis 0,5 %. Im wesentlichen Betrachtungsbereich des Schirmgewölbes beträgt die Restkraft weniger als 0,1 kN.

Vergleichende Berechnungen mit höherer Anforderung an die Toleranz führten zu nahezu identischen Ergebnissen, bei deutlich längerer Rechenzeit. Eine Energiekonvergenz und Konvergenz der Verformungen wird bei allen nachfolgend vorgestellten Simulationen erreicht, was auch anhand der Verformungsbilder im Animator kontrolliert wurde.

Es wird so oft iteriert, bis das Konvergenzkriterium eingehalten ist. Erst dann wird zum nächsten Lastfall übergegangen. Im Rahmen dieser Gleichgewichtsiteration wird der Verschiebungszustand des Systems also so lange variiert, bis Gleichgewicht zwischen inneren Systemreaktionskräften und äußerer Belastung hinreichend genau erreicht wurde. Die Variation der Verschiebungen im Rahmen dieser Iterationsstrategie erfordert wiederholtes Lösen eines linearen Gleichungssystems für das Gesamtsystem. Dazu stehen in ASE iterative und direkte Verfahren zur Verfügung.

Das implementierte iterative Lösungsverfahren (Iterativer Sparse Solver) ist ein präkonditioniertes Konjugierte-Gradienten-Verfahren, was zunächst eine Lösung annimmt und diese in das Gleichungssystem einsetzt, wodurch jeder unbekannte Wert besser geschätzt werden kann. Dieser Vorgang wird so lange wiederholt, bis sich die Lösung im Toleranzbereich der Rundungsfehler nicht mehr ändert. Der iterative Prozess zum Lösen des Gleichungssystems ist nicht mit dem iterativen Prozess zum Lösen des Modells aufgrund nichtlinearer Eigenschaften zu verwechseln.

Die im Programm implementierten direkten Lösungsverfahren unterscheiden sich in der Vorgehensweise zur Gleichungslösung. Der „Direkte Skyline Solver“ nutzt das Gaußsche Eliminationsverfahren sowie das Cholesky Verfahren, welches mögliche Fehler bei der Modellierung gut erkennt, zur Lösung. Zudem wird mittels Bandweitenoptimierung der Systemsteifigkeitsmatrix die Rechenzeit weiter verkürzt, weil dabei die Matrizen möglichst ohne Nullelemente an den Hauptspeicher übergeben werden.

Der Direkte Sparse LDL Solver baut darauf auf und nutzt die dünne „Besetzung“ der Systemsteifigkeitsmatrix vollständig aus, wonach nur die Matrix Elemente gespeichert werden, die ungleich Null sind (TM-MATHE 2018). Für praktische Aufgabenstellungen relevante direkte Löser sind inzwischen immer "Sparse". ASE ermöglicht das Multifrontal-Prinzip bei der Anwendung des Sparse Solvers zu nutzen (Parallelisierung), was bei den Berechnungen der großen 3D Modelle gegenüber den vorgenannten Methoden eine deutliche Rechenzeitverkürzung gezeigt hat. Alle Strukturmodelle gemäß Kapitel 7.4 wurden dementsprechend mit dem Gleichungslöser „Direkter Paralleler Sparse Solver (PARDISO)“ (SOFISTIK AG 2018) berechnet.

7.2.2 Stabelemente

Die Sicherungselemente Spieße, Ortsbrustanker und Gitterträger werden im numerischen Modell als Stabelemente mit den tatsächlichen Querschnittseigenschaften modelliert. Die Knoten dieser Stabelemente (Spieße-, Ortsbrustanker und Gitterträger) sind mit den Knoten der Volumen- bzw. Schalenelemente verbunden. Die Stabelemente, welche die Spieße und Ortsbrustanker abbilden, benötigen im numerischen Modell eine Randbedingung gegen Rotation um die eigene Achse, da die Volumenelemente des umgebenden Bodens nur Verschiebungsfreiheitsgrade aufweisen. Dies wurde dadurch gelöst, dass die Rotationsfreiheitsgrade der Stabknoten im numerischen Modell fixiert wurden.

Für alle Stabelemente wird geometrische Nichtlinearität nach Theorie 2. und 3. Ordnung berücksichtigt (SOFISTIK AG 2018), d. h. der Massenschwerpunkt sowie die Schnittgrößen werden auf das verformte Stabkoordinatensystem bezogen. Dadurch wird das Stabgleichgewicht in der real verformten Lage iteriert, was insbesondere für die Betrachtung der Schnittgrößen und Verformungen am Spießschirm Auswirkungen auf die Ergebnisse hat. So wird die Normalkraft, welche durch die Stabdurchbiegung entsteht und eine Längenveränderung verursacht, berücksichtigt.

Bei den vorliegenden Untersuchungen bestehen alle modellierten Stabelemente aus Baustählen deren Arbeitslinie einen trilinearen Verlauf mit Knickpunkten an Streckgrenze und Zugfestigkeit aufweist, wodurch die Merkmale: Elastischer Bereich – Verfestigung – Einschnürung – Bruch idealisiert berücksichtigt sind (vgl. Abb. 7-2).

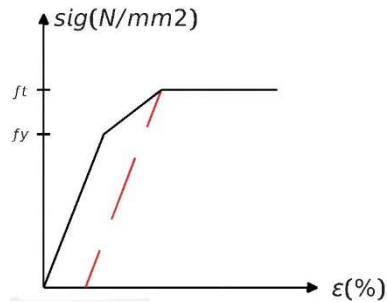


Abb. 7-2: In ASE verwendetes Spannungs-Dehnungs-Diagramm (Arbeitslinie) für Baustahl (SOFISTIK AG 2018)

Die Ortsbrustanker aus Selbstbohr-Hohlstäben werden als Kreisringquerschnitte mit 32 mm Außen- und 16 mm Innendurchmesser modelliert. Die Kreisringquerschnitte der Spieße (Selbstbohr-Rohrspieße) besitzen 51 mm Außen- und 44,6 mm Innendurchmesser. Im Zuge der Parameterstudie wurden gemäß Abschnitt 8.3.3 auch größere Spießdurchmesser untersucht.

Die angesetzten Materialkennwerte für die Ortsbrustanker sowie Spieße können Tab. 7-1 entnommen werden. Die Kennwerte zur Beschreibung der Arbeitslinie gelten auch für den Druckbereich, dann mit negativem Vorzeichen.

Tab. 7-1: Materialkennwerte der Stabelemente

		Ortsbrustanker	Spieße
Bezeichnung und Norm		B 500B (DIN EN 1992)	S 235 (DIN EN 1993)
Wichte γ	[kN/m ³]	78,5	78,5
E-Modul	[N/mm ²]	200.000	210.000
Streckgrenze f_y	[N/mm ²]	500	235
Dehnung an Streckgrenze	‰	2,5	1,119
Zugfestigkeit f_t	[N/mm ²]	540	360
Dehnung bei Erreichen der Zugfestigkeit	‰	50	100
Bruchdehnung	‰	1000	1000

Eine Modellierung der Ummantelung der Ortsbrustanker mit Zementstein und vermörteltem Boden (Verpresskörper) wurde nicht vorgenommen, da hierfür eine zu feine Diskretisierung notwendig werden würde. Für die Kontaktfläche Stab zu Boden wird vollständiger Verbund angenommen. Dadurch wird die übertragbare Mantelreibung direkt in Abhängigkeit vom Spannungszustand, der Scherfestigkeit und dem gewählten Stoffgesetz des umgebenden Bodens ermittelt. Diese Vorgehensweise wird gegenüber einer Vorgabe der übertragbaren Mantelreibung (z. B. über Kontaktelemente) als realistischer angesehen.

Für die implementierten 3-Gurt Gitterträger 115/20/30 wurden folgende Querschnittswerte gemäß Herstellerangaben nach DSI UNDERGROUND AUSTRIA GMBH (2019) angesetzt:

$$A = 13,35 \text{ cm}^2, W_x = 78,1 \text{ cm}^3, I_x = 658 \text{ cm}^4, W_y = 54,5 \text{ cm}^3, I_y = 572 \text{ cm}^4$$

7.2.3 Schalenelemente

Der Spritzbetonschale kommt eine wichtige Rolle im Bezug zum Tragverhalten von Spießschirmen zu, da diese ebenso wie die Gitterträger als Auflager der Spieße hinter der Ortsbrust wirksam ist. Aus diesem Grund wird auf eine möglichst realistische Abbildung der Schale bei den numerischen Untersuchungen Wert gelegt.

Für die Spritzbetonschale werden vierknotige Schalenelemente verwendet, wobei verdrehte Geometrie möglich ist und die Schalendicke an jedem Knoten frei gewählt werden kann. Dies ist insbesondere für den Übergang am Kalottenfuß von Bedeutung, an dem die Spritzbetonschale üblicherweise mit größerer Dicke ausgeführt wird. Die Biege- und Membrantragwirkung dieser ebenen Elemente wird entkoppelt betrachtet. Die Schnittgrößen werden durch einen orthotropen Ansatz in Bezug auf Gauß-Punkte und Knoten am Element ermittelt (SOFISTIK AG 2018). D. h. die Elementspannungen werden an den Gauß-Punkten angegeben (siehe auch Abb. 7-8).

Die Schalenelemente der Spritzbetonschale weisen bei den Berechnungen der Strukturmodelle gemäß Kapitel 7.4 Dicken zwischen 20 und 30 cm auf. Im Bereich der Kalottenfüße bis zu 50 cm. Für die Querschnittssteifigkeit wird zusätzlich zur Betonsteifigkeit die eingelegte Bewehrungsmenge (Q257, zweilagig) unter Verwendung der Arbeitslinie gemäß Abb. 7-2 berücksichtigt.

Die Steifigkeit des Betons wird anhand der nichtlinearen Arbeitslinie gemäß DIN EN 1992-1-1 (2011) im Gebrauchszustand ermittelt (siehe Abb. 7-3 und Abb. 7-4).

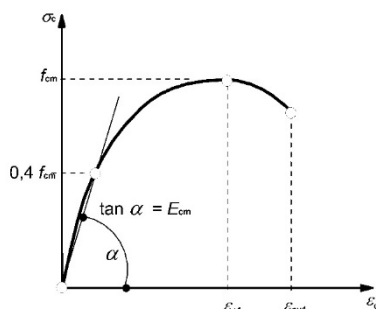


Abb. 7-3: Spannungs-Dehnungs-Linie für die Schnittgrößenermittlung mit nichtlinearen Verfahren gemäß DIN EN 1992-1-1 (2011)

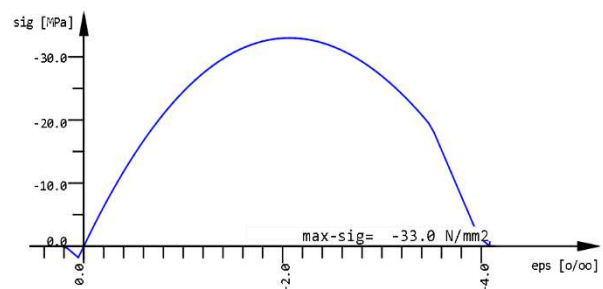


Abb. 7-4: verwendete Spannungs-Dehnungs-Linie für den Spritzbeton (C25/30)

Im Kapitel 3.1 der DIN EN 1992-1-1 (2011) werden die zeitabhängigen Änderungen der Betondruckfestigkeit $f_{cm}(t)$ sowie des Elastizitätsmoduls $E_{cm}(t)$ über Gleichungen definiert.

Auf dieser Grundlage wird die Aushärtung des Betons innerhalb der ersten 24 Stunden bzw. der ersten 10 Tage C25/30 in Abb. 7-5 und Abb. 7-6 dargestellt. Diese Annahme der zeitabhängigen Steifigkeitserhöhung wurde zudem mittels Messergebnissen an Spritzbetonschalen validiert (SAURER et al. 2014).

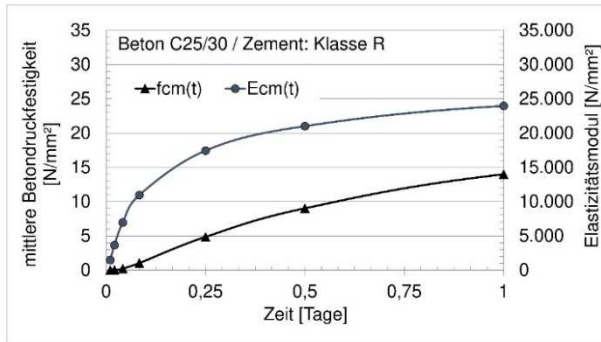


Abb. 7-5: Entwicklung von f_{cm} und E_{cm} in den ersten 24 h

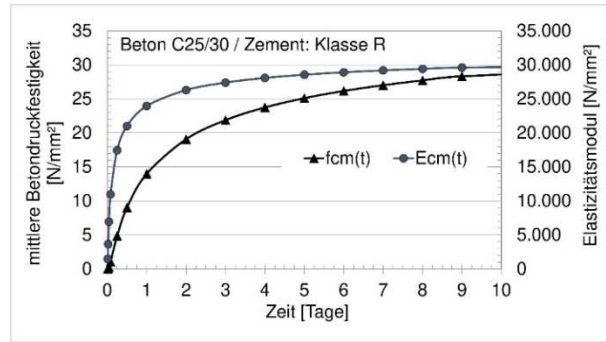


Abb. 7-6: Entwicklung von f_{cm} und E_{cm} in den ersten 10 Tagen

Die numerische Umsetzung der zeitabhängigen Verformungseigenschaften der Spritzbetonschale in den Strukturmodellen 1 und 2 gemäß Kapitel 7.4.4 und 7.4.5 wird mit dem Faktor FAKS vorgenommen. Hierbei werden die Elastizitätsmoduln E_{cm} (Sekantenwert zwischen $\sigma_c = 0$ und $0,4 f_{cm}$ gemäß Abb. 7-3) der Schalenelemente mit dem Faktor FAKS angepasst. Die Anpassung wird in den vier Stufen gemäß Tab. 7-2 vorgenommen. Für die Steuerung der schrittweisen Steifigkeitserhöhung wurde eine Vortriebsgeschwindigkeit von 4 m/d zugrunde gelegt, wonach sich die jeweilige Steifigkeit im Abstand zur Ortsbrust ergibt. Mit den verwendeten Elastizitätsmoduln wird zudem Kriechen, Relaxation und Schwinden des jungen Spritzbetons berücksichtigt.

Tab. 7-2: gewählte zeitabhängige Materialkennwerte der Spritzbetonaußenschale

Berechnungsphase		1	2	3	4
Zeit nach Spritzen	[h]	< 6	6 - 12	12 - 36	> 36
Abstand zur Ortsbrust	[m]	0 - 1	1 - 2	2 - 7	> 7
FAKS	[-]	0,02	0,2	0,6	1
E-Modul E_{cm}	[MN/m ²]	500	5000	15000	25000
Querdehnzahl ν	[-]	0,2	0,2	0,2	0,2

Aufgrund des definierten Geltungsbereiches der vorliegenden Arbeit (nichtbindiges Lockergestein) gemäß Kapitel 1.4, ist es im realen Vortrieb notwendig, die Ortsbrust in Teilflächen zu öffnen und diese sofort mit Spritzbeton zu versiegeln. Im Modell wird der Ausbruch in Teilflächen sowie die Ortsbrustversiegelung nicht simuliert. Stattdessen wird der sofortige Einbau der Außenschale nach Ausbruch der Kalotte modelliert, wobei dem Spritzbeton unmittelbar am Abschlag nur ein geringes Elastizitätsmodul gemäß Tab. 7-2 zugewiesen wird.

Ergebnisse aus eigenen Vergleichsberechnungen in FILLIBECK UND KLINGER (2017) haben gezeigt, dass nur ein geringer Einfluss der zeitabhängigen Schalensteifigkeit auf die Oberflächensetzungen besteht. Eine Steifigkeitserhöhung spielt eine größere Rolle bei der Bemessung der Spritzbetonschale, was in vorliegenden Untersuchungen nicht vordergründig betrachtet wird. Aus diesem Grund wurde auf eine noch genauere Unterteilung der zeitabhängigen elastischen Verformungseigenschaften der Spritzbetonschale verzichtet.

Eine zeitabhängige Entwicklung der Festigkeit f_{cm} kann im numerischen Modell nur mittels einer schrittweisen Materialersetzung umgesetzt werden. Hierauf wird jedoch verzichtet, da aufgrund der zunächst geringen Steifigkeit der Spritzbetonschale vergleichsweise geringe Spannungen in der Schale entstehen.

Den Ergebnissen aus den Berechnungen gemäß Abschnitt 7.6 vorwegnehmend sind die Druckspannungen in der Spritzbetonschale in Abb. 7-7 bis ca. 12 m hinter der Ortsbrust dargestellt. Gemäß Abb. 7-5 und Abb. 7-6 sind die zeitabhängigen Druckfestigkeiten bei einer Vortriebsleistung von 4 m / Tag höher als die rechnerisch vorhandenen, sodass eine Begrenzung dieser nicht erforderlich ist.

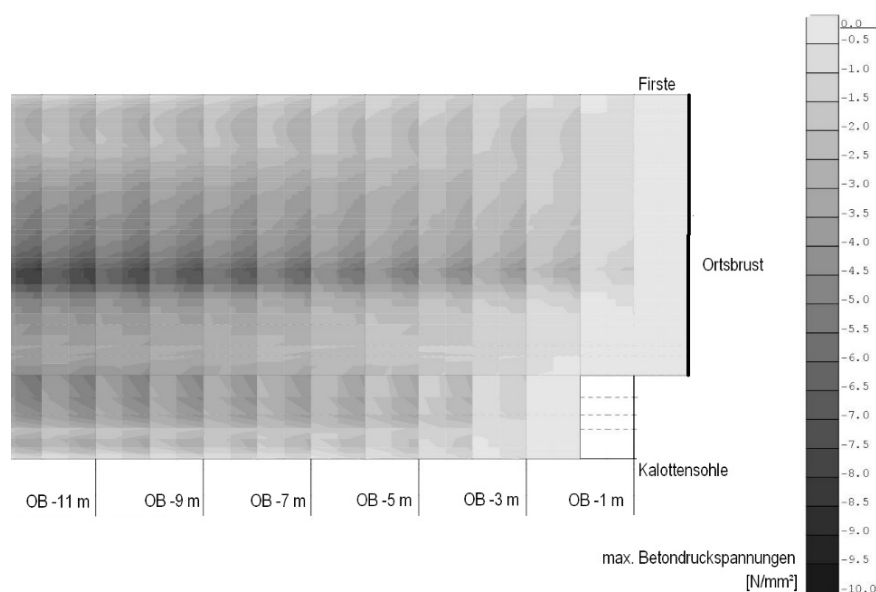


Abb. 7-7: Entwicklung der maximalen Betondruckspannungen in der Spritzbetonschale der Kalotte

Bei der Schnittgrößenermittlung und Verformungsberechnung wird das Aufreißen des Betons bei Überschreiten der Zugfestigkeit berücksichtigt (Zustand II).

Der Verbund mit dem umgebenden Boden wird als verzahnt angenommen, da der Spritzbeton direkt auf den Boden aufgetragen wird (DGGT 2014). Die übertragbare Reibung zwischen Schale und Boden ist dadurch vom Spannungszustand und der Scherfestigkeit der Bodenelemente abhängig.

7.2.4 Volumenelemente

Die Volumenelemente setzen sich aus acht Knoten zu einem Hexaederelement zusammen. Die Lage der Integrationspunkte für Spannungen und Dehnungen ist in Abb. 7-8 dargestellt.

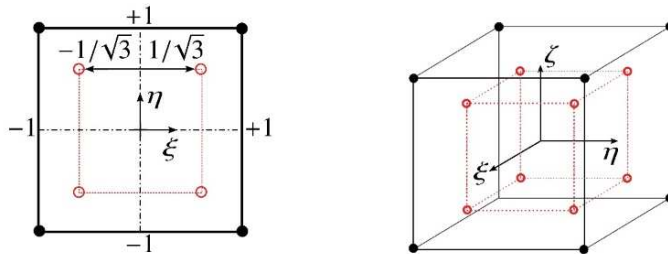


Abb. 7-8: Lage der Integrationspunkte an den in SOFiStiK verwendeten Schalen und Volumenelementen nach WAGNER (2017)

Für die Volumenelemente stehen verschiedene lineare und nichtlineare Materialgesetze zur Verfügung. Für die Strukturmodelle gemäß Abschnitt 7.4 werden lineare Materialgesetze lediglich zur Abbildung von Füllbeton im Bereich der Kalottenfußverbreiterung verwendet.

Die Bodengruppen nehmen den Hauptteil der verwendeten Volumenelemente ein. Hierfür wird ein höherwertiges Stoffgesetz verwendet, welches im folgenden Kapitel näher beschrieben wird.

7.3 Hardening Soil (HS) Stoffgesetz

7.3.1 Vorbemerkungen

Die Wahl des Stoffgesetzes zur mathematischen Beschreibung des mechanischen Verhaltens von Lockergesteinen ist eng mit der jeweiligen Fragestellung verknüpft. Insbesondere unter Berücksichtigung der Tatsache, dass es mit dem derzeitigen Entwicklungsstand von Stoffmodellen noch keine „universell“ anwendbare und gleichzeitig „beste“ Formulierung zur Beschreibung des Spannungs-Dehnungs-Verhaltens von Böden gibt (KOLYMBAS 2016), (DGGT 2014). Vielmehr sollte vor der Wahl des Stoffmodells geklärt werden, welche Merkmale des Bodenverhaltens für die Problemstellung bedeutend sind, um darauf basierend das geeignetste Modell auszuwählen.

Bei der vorliegenden Fragestellung soll das Tragverhalten von Schirmgewölben untersucht werden. Dabei spielen sowohl die Scherfestigkeit als auch die Steifigkeit des umgebenden Bodens und des Gewölbes eine wichtige Rolle. Zur möglichst realistischen Abbildung von Schirmgewölben sind gemäß Kapitel 2 daher die folgenden Anforderungen an das Stoffgesetz zu stellen:

- Erfassung von Versagenszuständen durch eine Bruchbedingung
- Volumenvergrößerungen (Dilatanz) bzw. Volumenverkleinerungen (Kontraktanz) in Abhängigkeit vom Maß der Scherdehnung
- Modellierung der dreidimensionalen elastoplastischen Spannungs-Dehnungsbeziehungen
- Berücksichtigung des Einflusses der Spannungsgeschichte auf die Steifigkeit, insbesondere Unterscheidung zwischen Be-, Ent- und Wiederbelastungen

7.3.2 Umsetzung des Hardening-Soil-Modells in ASE

Die Haupteigenschaften des von SCHANZ (1998) formulierten elastoplastischen Stoffmodells Hardening-Soil (HS-Modell) zur Beschreibung des nichtlinearen Bodenverhaltens können wie folgt zusammengefasst werden:

- hyperbolisches Spannungs-Dehnungs-Verhalten unter triaxialer monotoner Scherbeanspruchung
- spannungs- und belastungsrichtungsabhängige Steifigkeit
- isotrope und deviatorische Verfestigung bei Erstbelastung (Kappen- und Kegelfläche)
- unterschiedliches Verformungsverhalten bei Erst- sowie Ent- und Wiederbelastung
- Grenzbedingung nach Mohr-Coulomb
- spannungsabhängiger Dilatanzwinkel

Da das Stoffgesetz ursprünglich aus (axialsymmetrischen) Triaxialversuchen abgeleitet wurde, gilt in der Formulierung für die radialen Spannungen und Dehnungen folgendes: $\sigma'_2 = \sigma'_3$ und $\varepsilon_2 = \varepsilon_3$.

Hyperbolisches Spannungs-Dehnungsverhalten & spannungsabhängige Steifigkeit

Basierend auf Ergebnissen von Triaxialversuchen mit Sanden haben KONDNER und ZELASKO (1963) sowie ergänzend DUNCAN und CHANG (1970) mit Sanden und Tonen eine mathematische Formulierung der beobachteten nichtlinearen (hyperbolischen) Spannungs-Dehnungs-Beziehung entwickelt. Dieses Verhalten ist in der Abb. 7-9 dargestellt.

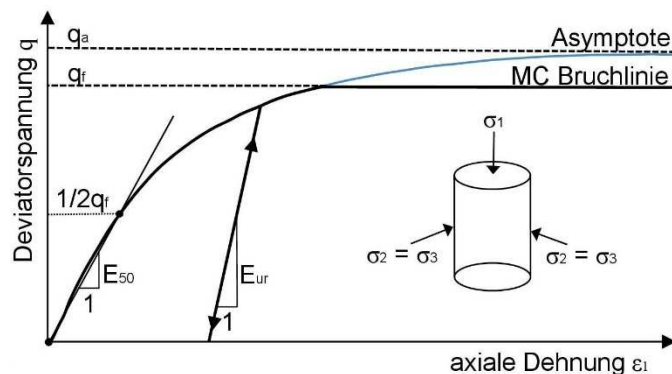


Abb. 7-9: nichtlineares Spannungs-Dehnungs-Verhalten bei deviatorischer Erstbelastung

Die asymptotische Deviatorspannung q_a , welche nur als fiktiver Wert bei unendlicher Dehnung vorkommt, lässt sich mit dem Bruchfaktor R_f und der maximalen Deviatorspannung q_f aus der Grenzbedingung nach Mohr-Coulomb ins Verhältnis setzen (Abb. 7-9). Die maximale Deviatorspannung q_f beschreibt also die aus dem Versuch ermittelte Mohr-Coulomb-Bruchspannung bei endlicher Dehnung und kann wie folgt formuliert werden:

$$(7-1) \quad q_f = (c' \cdot \cot \varphi' + \sigma'_3) \cdot \frac{2 \cdot \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'}$$

Die vertikale Dehnung ε_1 bei deviatorischer Beanspruchung q aus triaxialer Erstbelastung lässt sich gemäß Gleichung (7-2) ermitteln. Gemäß DUNCAN und CHANG (1970) liegt für unterschiedliche Böden der Bruchfaktor R_f in einem Bereich von 0,75 bis 1,0. In ASE (SOFISTIK AG 2018) ist ein Bruchfaktor von $R_f = 0,9$ voreingestellt und kann bei Bedarf verändert werden.

$$(7-2) \quad \varepsilon_1 = \frac{q_a}{2 \cdot E_{50}} \cdot \frac{q}{q_a - q} \quad \text{mit: } q_a = \frac{q_f}{R_f}$$

Die spannungsabhängige Steifigkeit für triaxiale Belastungszustände ist gemäß SCHANZ (1998) in Gleichung (7-3) formuliert. Dabei ist die Referenzspannung E_{50}^{ref} , welche aus einem Triaxialversuch abgeleitet werden kann, als Sekantenmodul bei halber maximaler Deviatorspannung q_f definiert (Abb. 7-9).

$$(7-3) \quad E_{50} = E_{50}^{ref} \cdot \left(\frac{\sigma'_3 + c \cdot \cot \varphi}{\sigma_{ref} + c \cdot \cot \varphi} \right)^m$$

Die Spannungs-Dehnungs-Pfade bei Ent- und Wiederbelastung werden im HS-Modell als rein elastische Verformungen nach Hook'schem Gesetz gemäß Gleichung (7-4) formuliert.

$$(7-4) \quad E_{ur} = E_{ur}^{ref} \cdot \left(\frac{\sigma'_3 + c \cdot \cot\varphi}{\sigma_{ref}' + c \cdot \cot\varphi} \right)^m$$

Für die Bestimmung von E_{50} und E_{ur} liegt der Zelldruck (CD-Versuch), d. h. die kleinste Hauptspannung σ'_3 zugrunde, was auch für die Bestimmung des Exponenten m zu berücksichtigen ist. Mit dem Exponent m wird das Maß der Spannungsabhängigkeit gesteuert. Dieser kann ebenfalls aus den Versuchsergebnissen abgeleitet und kalibriert werden, indem weitere Sekantenmoduln bei abweichenden Referenzspannungen abgelesen werden. Hierzu sind entweder ein Oedometer oder mindestens zwei Triaxialversuche notwendig. In ASE (SOFISTIK AG 2018) gilt der Exponent m im gleichen Maß für die Bestimmung von E_{oed} , E_{50} und E_{ur} . Je größer der Wert m , desto stärker nimmt die Steifigkeit bei einer Spannungszunahme zu.

Bei eindimensionaler Kompression eines Bodens, welche labortechnisch im Allgemeinen mittels Oedometerversuch nachvollzogen wird, steht die Deformation ε_1 mit der aufgetragenen Spannung σ_1 in nichtlinearem Zusammenhang. D. h. die „Druck-Setzungs-Kurve“ aus dem Oedometerversuch ist bei isotroper Erstbelastung gekrümmt (siehe Abb. 7-10).

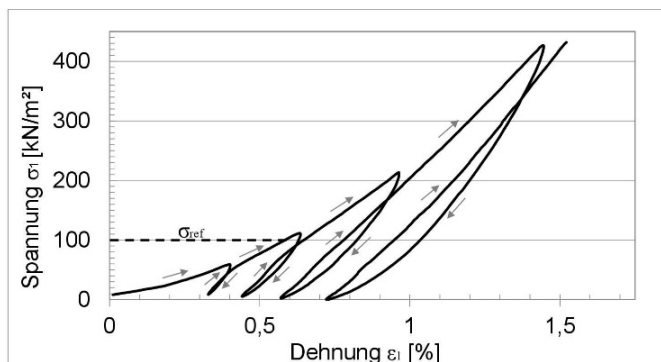


Abb. 7-10: „Druck-Setzungs-Kurve“ eines Oedometerversuchs mit Sand bei Erst-, Ent- und Wiederbelastung

Die Abhängigkeit der Steifigkeit E_{oed} wird mathematisch nach dem von OHDE (1939) beschriebenen „Allgemeinem Gesetz für die Zusammendrückung des Bodens bei der Erstbelastung“ ausgedrückt und steht direkt proportional im Verhältnis zur aufgetragenen Spannung. Eine Erweiterung um die Kohäsionsterme beschreibt den Steifemodul E_{oed} in Abhängigkeit von der größeren effektiven Hauptspannung σ'_1 im Spannungspunkt als Tangentenmodul gemäß Gleichung (7-5).

$$(7-5) \quad E_{oed} = E_{oed}^{ref} \cdot \left(\frac{\sigma'_1 + c \cdot \cot\varphi}{\sigma_{ref}' + c \cdot \cot\varphi} \right)^m$$

Bei isotroper Erstbelastung stellt der Referenzwert der Oedometersteifigkeit E_{oed}^{ref} die Steifigkeit bei einer Referenzspannung σ_{ref}' dar. In der vorliegenden Arbeit wird die

Referenzsteifigkeit E_{oed}^{ref} immer auf eine Spannung $\sigma_{ref} = 100 \text{ kN/m}^2$ bezogen. Aus einem Oedometerversuch lässt sich die Referenzsteifigkeit E_{oed}^{ref} als Sekantenmodul aus $\Delta\sigma/\Delta\varepsilon$ im Bereich von σ_{ref} direkt ablesen (siehe Abb. 7-10).

Durch die Ermittlung der spannungsabhängigen Steifigkeiten E_{oed} , E_{50} und E_{ur} ist es zudem möglich, plastische Verformungen bereits vor Erreichen der Bruchbedingung (Reibungsverfestigung) mit der Einführung der deviatorischen Fließfläche (Kegel) mathematisch zu formulieren. Zur Berücksichtigung der Verfestigung durch isotrope Kompression wird im erweiterten Hardening-Soil-Modell (Bezeichnung Gran-extended in SOFiSTiK) zusätzlich eine Kappenfließfläche definiert. Innerhalb der Fließflächen verhält sich der Boden linear-elastisch (siehe Abb. 7-12). Bei Erfüllen der Fließbedingung und Belastungsanstieg kommt es zur Aufweitung der jeweiligen Fließfläche (Verfestigung). Dieses Aufweiten ist über die Fließregel definiert und kann bis zur Grenzbedingung nach Mohr-Coulomb fortschreiten.

Die beiden Fließflächen im Hauptspannungsraum sind in Abb. 7-11 bzw. in der p-q-Ebene in Abb. 7-12 dargestellt. Jede Fließfläche (Kegel und Kappe) besteht aus sechs Einzelflächen, was sich durch die räumliche Anwendung des Mohr-Coulomb'schen Bruchkriteriums ergibt. Die folgende Beschreibung der Fließflächen bezieht sich somit auf eine der sechs Teilflächen im Hauptspannungsraum.

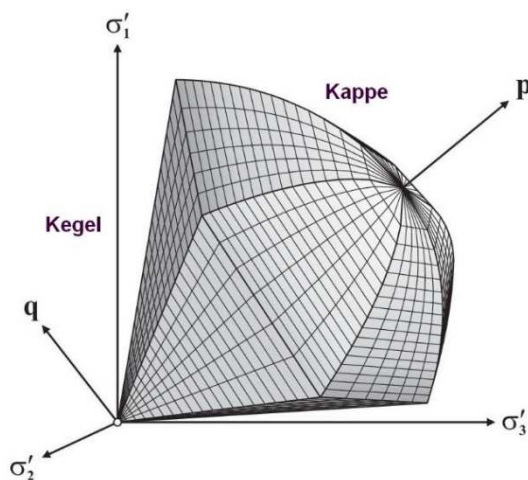


Abb. 7-11: Fließflächen für einen kohäsionslosen Boden im Hauptspannungsraum nach WEHNERT (2006)

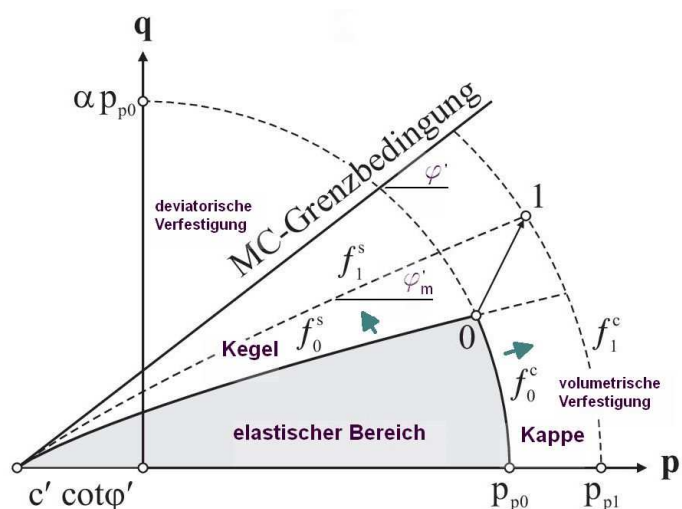


Abb. 7-12: Fließflächen für einen Boden mit Kohäsion in der p-q-Ebene nach WEHNERT (2006)

Verfestigung bei deviatorischer Erstbelastung (Kegelfläche)

Die Kegelfläche f^s zur Beschreibung der plastischen Dehnungen ε_{pl} infolge deviatorischer Erstbelastung ist gemäß SCHANZ (1998) nach Gleichung (7-6) definiert. Es wird angenommen, dass die plastischen Volumendehnungen bei Scherbeanspruchung ε_v^p vernachlässigbar sind.

$$(7-6) \quad f^s = \frac{1}{E_{50}} \cdot \frac{q}{(1-q/q_a)} - \frac{2 \cdot q}{E_{ur}} - \gamma^p \quad \text{mit } \gamma^p \approx 2 \cdot \varepsilon_1^p$$

Die axialen plastischen Dehnungen, welche die Fließbedingung erfüllen, werden nach Gleichung (7-7) ermittelt.

$$(7-7) \quad \varepsilon_1^p = \frac{1}{2} \cdot E_{50} \cdot \frac{q}{1-q/q_a} - \frac{q}{E_{ur}}$$

Wie zuvor beschrieben, entstehen bei Ent- und Widerbelastung rein elastische Dehnungen. Diese elastischen Dehnungskomponenten werden nach dem Hook'schen Gesetz über die Ent- und Wiederbelastungssteifigkeit E_{ur} sowie die Querdehnzahl ν entsprechend Gleichung (7-8) bestimmt.

$$(7-8) \quad \text{axial: } \varepsilon_1^e = \frac{q}{E_{ur}} \quad \text{radial: } \varepsilon_2^e = \varepsilon_3^e = \nu \cdot \frac{q}{E_{ur}}$$

Die Addition der axialen plastischen und elastischen Dehnungsanteile aus (7-7) und (7-8) ergibt die axiale Dehnung gemäß (7-2): $\varepsilon_1^e + \varepsilon_1^p = \varepsilon_1$.

Für die Fließregel zur Bestimmung der deviatorischen Verfestigung (Reibungsverfestigung) sowie zur Ermittlung der Änderung der plastischen Volumendehnungen ε_v^p wird der mobilisierte Dilatanzwinkel ψ_m mit der plastischen Schubverzerrungsrate $\dot{\gamma}^p$ verknüpft.

$$(7-9) \quad \varepsilon_v^p = \dot{\gamma}^p \cdot \sin \psi_m$$

Die Änderung der plastischen Volumendehnungen ε_v^p hängt von der Lagerungsdichte ab, die zu dilatantem oder kontraktantem Verhalten bei Scherbeanspruchung führt (siehe Abb. 7-13). In Triaxialversuchen wächst bei dichter Lagerung nach einer kurzen kontraktanten Anfangsphase die Volumendehnung ε_v^p mit der Axialdehnung ε_1 an (Dilatanz). Bei lockerer bis mitteldichter Lagerung ist dagegen ein Abfallen festzustellen (Kontraktanz). Die Dilatanz wird als die Auflockerung (Volumenzunahme) interpretiert, die bei der Überwindung der Verzahnung bei Scherung auftritt (KOLYMBAS 2016).

Das Maximum (Peak) der Spannungs-Dehnungskurve nähert sich bei lockerem Material einem Plateau an, während man bei dichtem Material nach dem Maximum der Deviatorspannung q_{peak} ein Abfallen (sog. Entfestigung) feststellen kann (KOLYMBAS 2016). Am Maximum ist kein weiterer Anstieg der Deviatorspannung q möglich, weil die Spannungsneigung bzw. der mobilisierte Reibungswinkel φ_m seinen Maximalwert φ bzw. φ_{peak} erreicht hat. Bei dilatantem Verhalten erreicht auch der mobilisierte Dilatanzwinkel ψ_m , welcher die Steigung des Dilatanzverlaufs markiert, seinen Maximalwert ψ bzw. ψ_{peak} .

Bei fortschreitender Scherung ändern sich die Spannungen und die Dichte nicht mehr. Dieser Zustand wird als kritischer Zustand (critical state cs) bezeichnet, wonach auch der Residualreibungswinkel bzw. kritische Reibungswinkel φ_{cs} benannt ist. Bei dichten Proben entspricht dieser $\varphi_{cs} = \varphi_{peak} - \psi_{peak}$. Die Entfestigung nach dem Peak kann vom HS Modell in ASE nicht modelliert werden, weil die Abnahme des mobilisierten Dilatanzwinkel ψ_m nach Erreichen von ψ_{peak} nicht berücksichtigt wird. Die beschriebenen Zusammenhänge sind

in Anlehnung an SOFiSTiK Aqua in Abb. 7-13 dargestellt. In dieser Abbildung sind die in ASE modellierten Verläufe nach dem Peak in blau schematisch dargestellt. Nach dem Erreichen des Bruchzustands überschätzt das HS-Stoffgesetz demnach die Scherfestigkeit, was bei der Betrachtung von Versagenszuständen in dicht gelagerten Böden zu berücksichtigen ist.

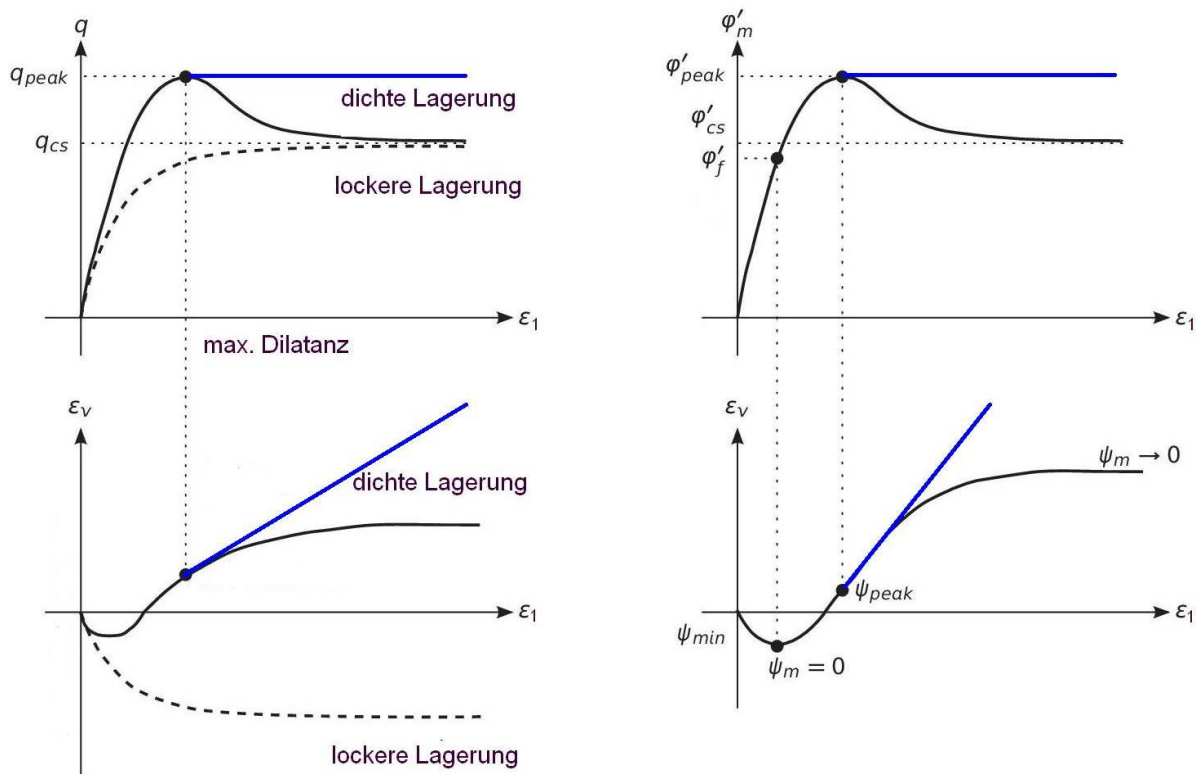


Abb. 7-13: Spannungs-Dehnungsverhalten und Zusammenhänge zwischen Dilatanz- und Reibungswinkel bei lockeren und dichten Proben im drainierten Triaxialversuch (SOFiSTiK AG 2018), in blau ist der in ASE modellierte Verlauf nach dem Peak dargestellt

In ASE kann der mobilisierte Dilatanzwinkel ψ_m aus verschiedenen Theorien abgeleitet werden. Voreingestellt ist dabei der Ansatz nach ROWE (1962). Dieser Ansatz berücksichtigt die Abhängigkeit des plastischen deviatorischen Verformungsverhaltens von der Lagerungsdichte, welche sich mit dem Spannungszustand des Materials verändert (siehe Abb. 7-13). Auf Basis des Mohr-Coulomb Bruchkriteriums wird als Maß für die Scherung der mobilisierte Reibungswinkel ϕ_m herangezogen, der sich wie folgt definiert:

$$(7-10) \quad \sin \phi_m = \frac{q}{\sigma_1 + \sigma_3 - 2 \cdot c \cdot \cot \phi}$$

Zusammen mit dem kritischen Reibungswinkel ϕ_{cs} ermittelt sich der mobilisierte Dilatanzwinkel ψ_m nach ROWE (1962) gemäß Gleichung (7-11):

$$(7-11) \quad \sin \psi_m = \frac{\sin \phi_m - \sin \phi_{cs}}{1 - \sin \phi_m \cdot \sin \phi_{cs}}$$

In ASE wird der kritische Reibungswinkel ϕ_{cs} infolge der Eingaben von ϕ und ψ aus Versuchsergebnissen bzw. Erfahrungswerten mittels folgender Beziehung bestimmt:

$$(7-12) \quad \sin\varphi_{cs} = \frac{\sin\varphi - \sin\psi}{1 - \sin\varphi \cdot \sin\psi}$$

Im Ansatz von ROWE (1962) wird das kontraktante Bodenverhalten im Bereich geringer Scherbeanspruchung ($\varphi_m < \varphi_{cs}$) überbetont (BENZ 2007). ASE bietet aus diesem Grund einen modifizierten Ansatz nach SØREIDE (2003), der einen Skalierungsfaktor gemäß Gleichung (7-13) einführt.

$$(7-13) \quad \sin\psi_m = \frac{\sin\varphi_m - \sin\varphi_{cs}}{1 - \sin\varphi_m \cdot \sin\varphi_{cs}} \cdot \frac{\sin\varphi_m}{\sin\varphi}$$

In Abb. 7-14 sind die Unterschiede der Fließbedingungen nach ROWE (1962) und SØREIDE (2003) durch die Abhängigkeit des mobilisierten Dilatanzwinkels ψ_m vom mobilisierten Reibungswinkel φ_m für zwei unterschiedliche Böden dargestellt. Hierbei wird die Überbetonung der Kontraktanz im Ansatz von ROWE (1962) bei geringer Mobilisierung nochmals verdeutlicht. Weitergehende Untersuchungen zum plastischen volumetrischen Verformungsverhalten und den verschiedenen Ansätzen zur Modellierung der Dilatanz sind durch WEHNERT (2006) vorgenommen worden.

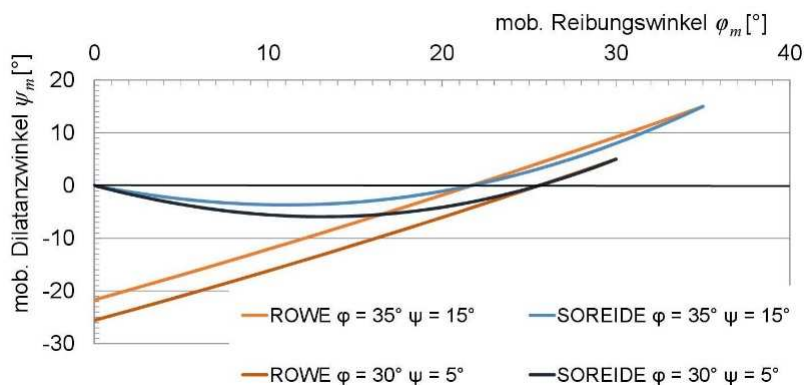


Abb. 7-14: mobilisierter Dilatanzwinkel ψ_m in Abhängigkeit des mobilisierten Reibungswinkels φ_m

Verfestigung bei isotroper Erstbelastung (Kappenfließfläche)

Durch die Eingabe der Oedometersteifigkeit E_{oed}^{ref} wird in ASE die Kappenfließfläche f^c (double hardening) aktiviert, wodurch irreversible Volumendehnungen infolge isotroper Erstbelastung (Kompression) berücksichtigt werden (siehe Abb. 7-11 und Abb. 7-12). Diese zweite Fließfläche begrenzt den elastischen Bereich entlang der hydrostatischen Achse p und ist gemäß Gleichung (7-14) formuliert.

$$(7-14) \quad f^c = \frac{\tilde{q}^2}{\alpha^2} + p^2 - p_p^2$$

Hierbei sind α und p_p hinterlegte Materialvariablen, die den Anstieg und die Größe der Fließfläche formulieren. Auf die mathematische Beschreibung dieser Parameter zur Formulierung der Kappenfließfläche sowie für weitere Angaben zum Stoffgesetz wird auf SCHANZ (1998) und BENZ (2007) verwiesen. Bei elastoplastischen Stoffgesetzen mit isotroper Verfestigung ist die Gestaltsänderung der Fließfläche symmetrisch.

Zusammenfassend sind zur Beschreibung der Festigkeit für das erweiterte Hardening-Soil-Modell (Bezeichnung Gran-extended in SOFiSTiK) die Parameter für die MC-Bruchbedingung φ , c , ψ und ggf. zusätzlich σ_t erforderlich. Wobei die Materialzugfestigkeit σ_t bei Böden nur eingegeben werden sollte, wenn diese auch tatsächlich vorhanden ist (z. B. bei verfestigten Bodenkörpern).

Im SOFiSTiK und den nachfolgenden Berechnungen gilt $\sigma_t = 0$, wenn nicht explizit etwas Anderes definiert wird. Für die Beschreibung der Verformungseigenschaften sind die beschriebenen Eingabeparameter E_{ur}^{ref} , E_{50}^{ref} , E_{oed}^{ref} , ν , σ_{ref} , m , R_f erforderlich. Des Weiteren werden noch die Parameter der Feuchtwichte γ und ggf. der Wichte unter Auftrieb γ' des Bodens als auch der Erdruchdruckbeiwert für normalkonsolidierte Böden K_0^{NC} zur Bestimmung der Initialspannungen und Berechnung der Steigung der Kappenfließfläche benötigt. Im Allgemeinen kann für $K_0^{NC} = 1 - \sin\varphi$ angenommen werden.

Es sind somit bis zu 14 Parameter zu definieren, um das erweiterte HS Modell mit Bruchbedingung und den beiden Fließbedingungen anwenden zu können.

7.4 Strukturmodelle

7.4.1 Überblick

Die Strukturmodelle bauen hinsichtlich ihrem Detaillierungsgrad aufeinander auf. Dies wurde aus zeitlichen und technischen Gründen erforderlich, um bei der jeweiligen Problembetrachtung möglichst umfangreiche Variationen im zeitlichen Rahmen der vorliegenden Arbeit durchführen zu können. Alle drei Strukturmodelle basieren auf dem Ausbruchsquerschnitt (ca. 60 m² Kalotte und ca. 45 m² Strosse und Sohle), welcher am Tunnel Oberau gemäß Abschnitt 5.2 zur Ausführung kam.

Mit den Modellen 1 und 2 wird der Tunnelvortrieb im Halbraum mittels step-by-step-Methode, d. h. schrittweiser Ausbruch und Einbau der Spritzbetonschale mit Abschlagslängen von 1 m (Kalotte) bzw. 2 und 4 m (Strosse und Sohle) simuliert. Die beiden Modelle unterscheiden sich dabei im Wesentlichen im Detaillierungsgrad des Schirmgewölbes (Vergleich Abb. 7-16 und Abb. 7-17). So werden im Modell 1 keine Spieße in Form von Stäben, sondern die dem Schirm zugehörigen Volumenelemente mit verbesserten Materialeigenschaften berücksichtigt, wodurch eine deutlich gröbere Vernetzung ermöglicht wurde. Am Modell 1 wurden die Geometrie (Form/Länge/Dicke) und Materialeigenschaften des Schirmgewölbes als auch die Überdeckung variiert, was eine große Anzahl von Berechnungen erforderlich machte. Um die Dauer dieser Analysen zu begrenzen, wurde das Modell 1 mit größerem Detaillierungsgrad erstellt. Das Modell 1 wird in Abschnitt 7.4.4, Modell 2 in Abschnitt 7.4.5 detailliert beschrieben.

Das Modell 3 wurde im Zuge einer Masterarbeit (LEFEBER 2018) erstellt und bildet dagegen nur den Schirm in hohem Detaillierungsgrad als Kontinuumsmodell ab (Abb. 7-18). Dazu wurde ein 10 m langer Vortriebsabschnitt des Spießschirms modelliert. Die Modellrandbedingungen (Belastung und Bettung) wurden dazu aus Modell 2 abgeleitet, wodurch auch für dieses Modell eine Kalibrierung an tatsächlichen Verformungsmessungen möglich wurde. Die genaue Beschreibung von Modell 3 erfolgt in Abschnitt 7.4.6.

Die Abb. 7-15 stellt den Zusammenhang der drei generierten Strukturmodelle übersichtlich dar.

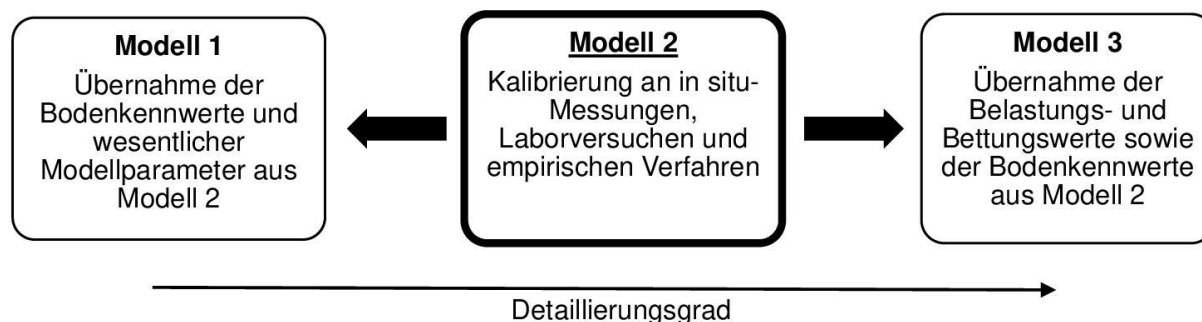


Abb. 7-15: Modellabhängigkeiten

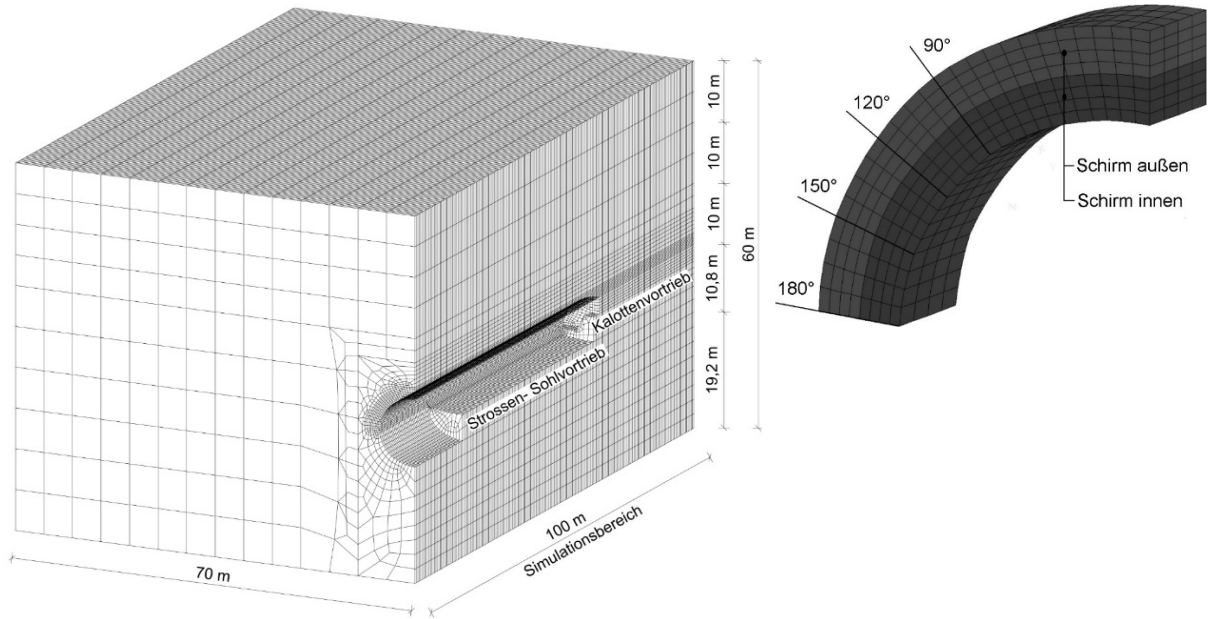


Abb. 7-16: Übersicht Modell 1 (Netzstruktur)

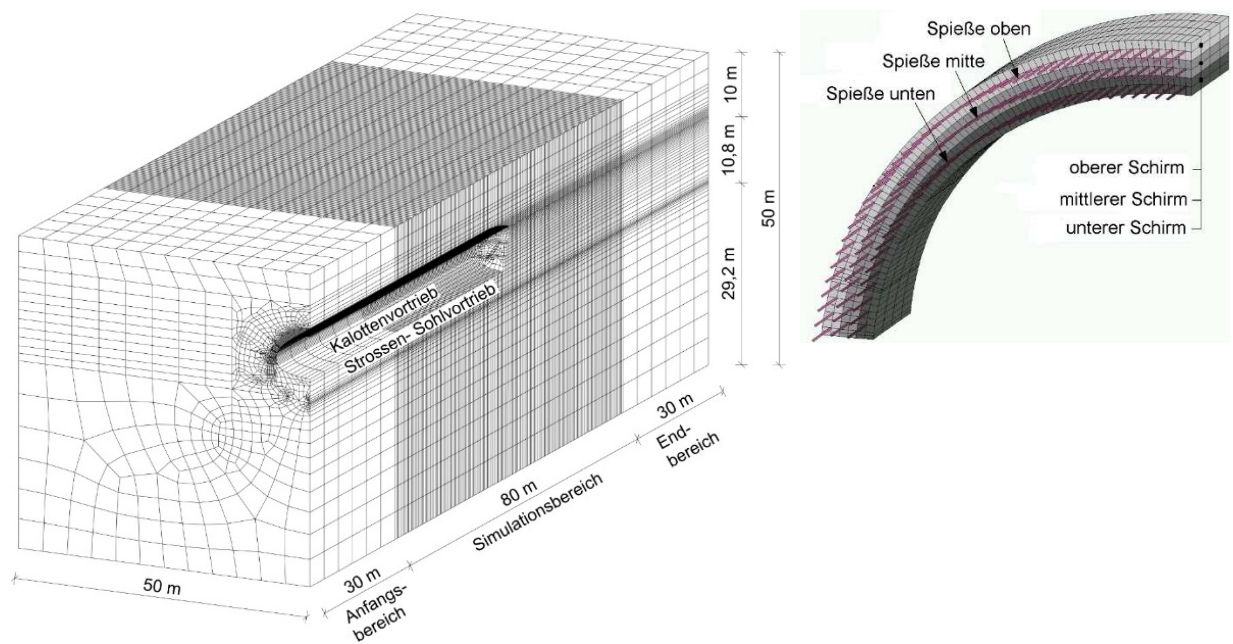


Abb. 7-17: Übersicht Modell 2 (Netzstruktur)

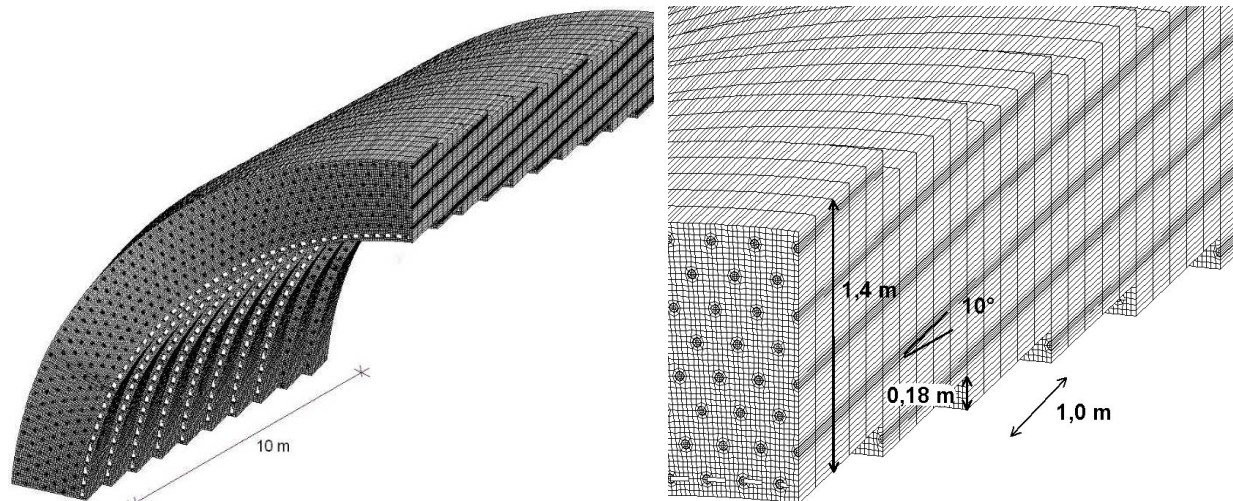


Abb. 7-18: Übersicht Modell 3 (Netzstruktur) - feine Vernetzung

Die nachfolgende Tab. 7-3 gibt einen Überblick zu den vorgenommenen Variationen an den Strukturmodellen mit dem jeweiligen Hauptziel der Untersuchungen.

Tab. 7-3: Übersicht der vorgenommenen Untersuchungen an den einzelnen Modellen

Modell	Variation	Untersuchung
1	<ul style="list-style-type: none"> • Überdeckung • Form, Länge und Dicke des Schirms • mechanische Eigenschaften des Schirms (Bauart bzw. Vergütung) 	<ul style="list-style-type: none"> • Längs- und Quertragwirkung des Schirms • Setzungsreduzierung
2	<ul style="list-style-type: none"> • Form und Länge des Schirms • mechanische Eigenschaften des Schirms (Vergütung) • Spießanordnung und -länge • Spießquerschnitt 	<ul style="list-style-type: none"> • Längs- und Quertragwirkung des Schirms • Schnittgrößen innerhalb der einzelnen Spieße • Standsicherheit der Ortsbrust • Setzungsreduzierung • Schnittgrößen der Außenschale
3	<ul style="list-style-type: none"> • Spießlänge • Vernetzung • mechanische Eigenschaften des Schirms (z. B. Vergütung) 	<ul style="list-style-type: none"> • Spannungsverteilung im Schirm • Steifigkeit des Schirms infolge von Spießen

7.4.2 Modellgeometrie und Vernetzung

Die Modellabmessungen von Modell 1 und 2 sind so gewählt, dass sich nur noch vernachlässigbar kleine Einflüsse aus den Modellrändern auf die ermittelten Spannungen und Verformungen ergeben. Unter Berücksichtigung der Symmetrie wurde nur eine Tunnelhälfte modelliert.

Da die Modellerstellung üblicherweise mit dem zweidimensionalen Querschnitt beginnt, ist zunächst der Modellquerschnitt festzulegen. Für die Randabstände können die

Empfehlungen des Arbeitskreises Numerik in der Geotechnik (DGGT 2014) mit dem 4- bis 5-fachen Tunneldurchmesser D als grobe Orientierung dienen. Bei einer Überdeckung von mehr als $2 D$ zeigen sich bei diesem Ansatz jedoch deutliche Einflüsse aus dem Modellrand, sodass der Abstand zu den Modellrändern für diese Fälle größer zu wählen ist (BENDER 2018). Hierbei sind die Empfehlungen gemäß MÖLLER (2006) besser geeignet, welcher zur Geometrie der Randabstände die Überdeckung berücksichtigt.

Am Modell 1, bei welchem auch Variationsberechnungen mit größeren Überdeckungen ($3 D$) vorgenommen werden, wurde der Abstand von der Tunnelachse bis zum Modellrand auf 6 bis $7 D$ vergrößert. Am Modell 2 beträgt der Abstand 4 bis $5 D$.

Der Abstand zum unteren Modellrand beträgt bei beiden Modellen 2 bis $3 D$. Dies entspricht der anstehenden Oberfläche des Festgesteins gemäß ILF BERATENDE INGENIEURE (2014) im Betrachtungsbereich des Referenzprojektes aus Abschnitt 5.2.

Die Länge der Modelle 1 und 2 wurde auf Grundlage von Erkenntnissen aus MÖLLER (2006), aus FRANZIUS (2003) und aus eigenen Untersuchungen (FILLIBECK und KLINGER 2017) gewählt. So ist die Länge des Vortriebs im Modell 1 auf 100 m (Abb. 7-16) und im Modell 2 auf 80 m zuzüglich Anfangs- und Endbereich zur Verkürzung der Rechenzeit festgelegt (Abb. 7-17).

Bei beiden Modellen zeigen sich im mittleren Bereich des Modells vernachlässigbar kleine Einflüsse von den Modellrändern auf die numerischen Ergebnisse. Die Länge der Modelle gilt ebenso als ausreichend, da es im mittleren Bereich des Modells eine stationäre Längssetzungsmulde ausbildet. (siehe auch FILLIBECK (2012) und Abb. 7-19). Diese würde sich nicht einstellen, wenn die Modellränder die Setzungsmulde beeinflussen würden. Die in Kapitel 8 vorgenommenen Auswertungen werden alle im stationären Bereich vorgenommen (siehe auch Abb. 7-19).

Die Netzfeinheit des Simulationsbereiches wurde in Längsrichtung so gewählt, dass Abschlagslängen von mindestens $0,5$ m simuliert werden können. D. h., das Netz besteht in Längsrichtung aus einer Aneinanderreihung von $0,5$ m dicken Scheiben. Im Querschnitt sind für die Vernetzung entsprechende Zwangspunkte aus dem Tunnelprofil, der vorgesehenen Variationen im Schirmbereich sowie der Überdeckung vorgegeben. Dabei wurden gemäß dem üblichen Vorgehen in der FEM der Ausbruchrand und insbesondere der Bereich des Schirms feiner und teilweise unstrukturiert vernetzt. Die Randbereiche des Modells und der Bereich der Überdeckung wurden gröber und strukturiert vernetzt sowie horizontal ausgerichtet.

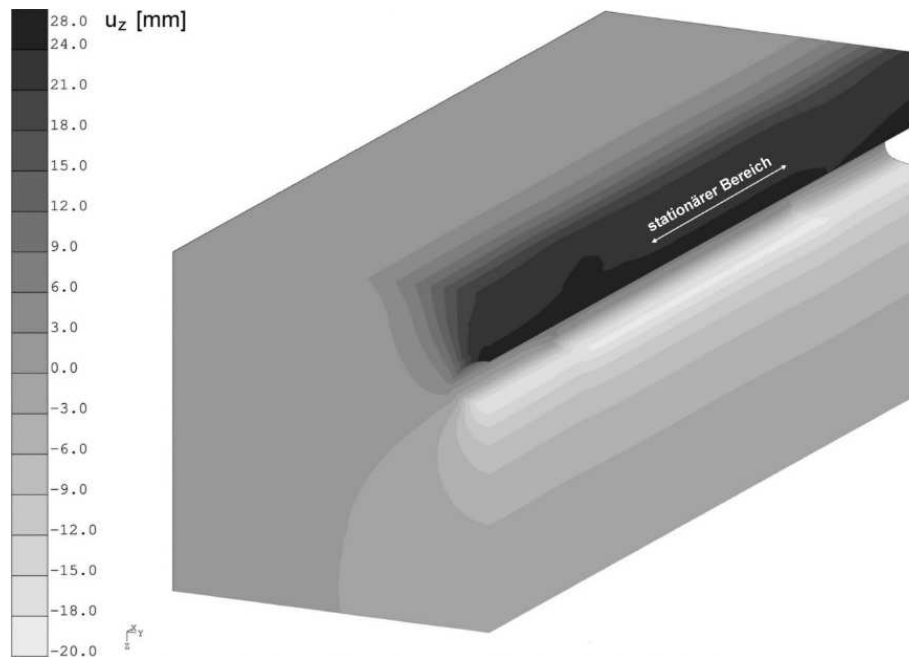


Abb. 7-19: Stationärer Bereich am Modell 2

Das Modell 3 bildet einen 10 m langen Schirm mit Spießen sowie den Ausbau ab. Die Spieße wurden mit ihrer tatsächlichen Neigung berücksichtigt, sodass eine fächerförmige Aufweitung des Schirms mit kleinem Sägezahnprofil am Ausbruchrand entsteht (Abb. 7-18).

Am Modell 3 wurden gemäß Abb. 7-20 drei verschiedene Vernetzungsgrade vorgenommen, um die Spieße nicht nur als eindimensionale Stäbe, sondern auch als Volumenelemente abbilden zu können (LEFEBER 2018). Die grobe Vernetzung am Modell 3 entspricht der Netzfeinheit des Schirms im Modell 2, wodurch eine Vergleichbarkeit erreicht wird.

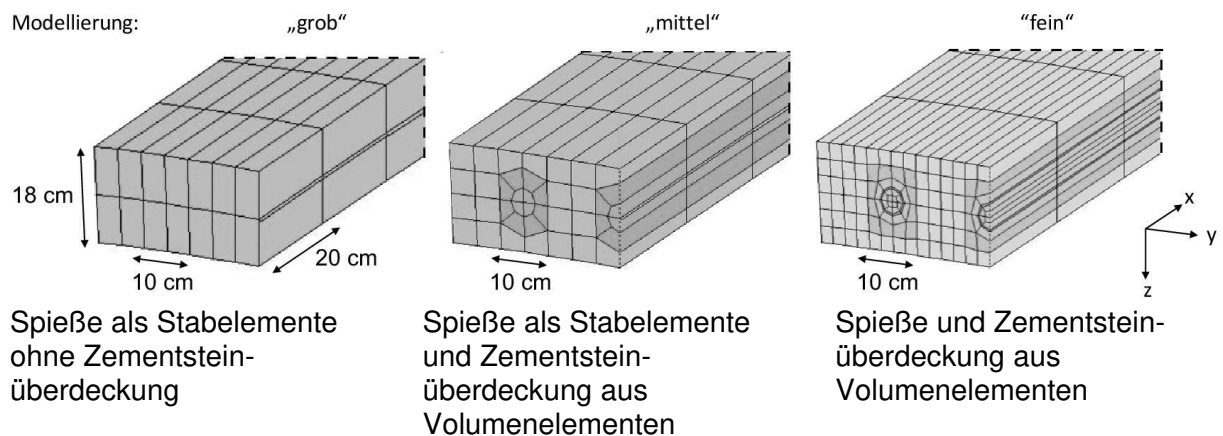


Abb. 7-20: Unterschiedliche Detaillierungsgrade der Vernetzung am Modell 3 gemäß LEFEBER (2018)

7.4.3 Modellierung des Vortriebs

Vor der eigentlichen Vortriebssimulation wird im ersten Rechenschritt der Primärspannungszustand ermittelt. Es wird von einer Erdruchdruckverteilung ausgegangen, die für normalkonsolidierte Böden mit $K_0 = 1 - \sin \varphi$ bestimmt wird. Zunächst wird der Kalottenvortrieb über die gesamte Modelllänge simuliert, erst danach folgt der Strossen-Sohlvortrieb. Dies entspricht der aus baubetrieblichen Gründen gewählten Vorgehensweise des Referenzprojektes aus Kapitel 5.2. Am Modell 2 wird der Vortrieb im Anfangs- und Endbereich durch Verminderung der Steifigkeit des Ausbruchsbereichs (Stützkernverfahren) simuliert.

Im Simulationsbereich wird bei beiden Modellen (1 und 2) der schrittweise Vortrieb durch Deaktivierung der Volumenelemente der Kalotte einschließlich Stützkern und Kalottensohle mit 1 m Abschlagslänge simuliert. Gleichzeitig werden die neuen Schalenelemente der Spritzbetonsicherung aktiviert (Abb. 7-22). Mit der vorliegenden Arbeit werden ausschließlich Vortriebe im nichtbindigen Lockergestein behandelt, bei denen die Ortsbrust in der Realität in mehreren Teilflächen geöffnet wird. Eine über den gesamten Kalottenumfang ungestützte Laibung der Kalotte wird dadurch vermieden. Im Modell wird dies durch einen sehr weichen Spritzbeton am frischen Abschlag berücksichtigt. Dadurch wird zudem eine Simulation mit Böden ohne Kohäsion ermöglicht.

Die nachlaufende Erhöhung der Spritzbetonsteifigkeit wird gemäß den Angaben aus Abschnitt 7.2.3, Tab. 7-2 vorgenommen. Die parallel zur Tunnellängsachse angeordneten Stabelemente der Ortsbrustanker werden nach jeweils 2 m Vortrieb um 2 m verlängert. Dadurch variiert deren Länge je nach Vortriebsstand zwischen 8 und 10 m, wobei keine Überlappung berücksichtigt wurde. Weiterhin wird am Kalottenfuß eine sequenzielle Ersetzung des Bodens (Elementgruppe Betonfuß) durch Beton ersetzt. Dadurch wird eine breitere Aufstandsfläche am Kalottenfuß modelliert.

Die Spieße (im Modell 2) werden nach jedem 2. Vortriebsschritt um jeweils 2 m verlängert (Abb. 7-22). Ebenso werden dem umgebenden Boden der Spieße (Elementgruppen oberer/mittlerer/unterer Schirm) durch Materialersetzung sequenziell die Kennwerte des vergüteten Materials zugewiesen. Die Aktivierung der Materialersetzung im Schirmgewölbe wird erst nach einem weiteren Vortriebsschritt vorgenommen, um einer gewissen Aushärtungszeit Rechnung zu tragen.

Für einen Vortrieb von 2 m ist die Vorgehensweise für Ausbruch und Schirmherstellung wie folgt (Abb. 7-21):

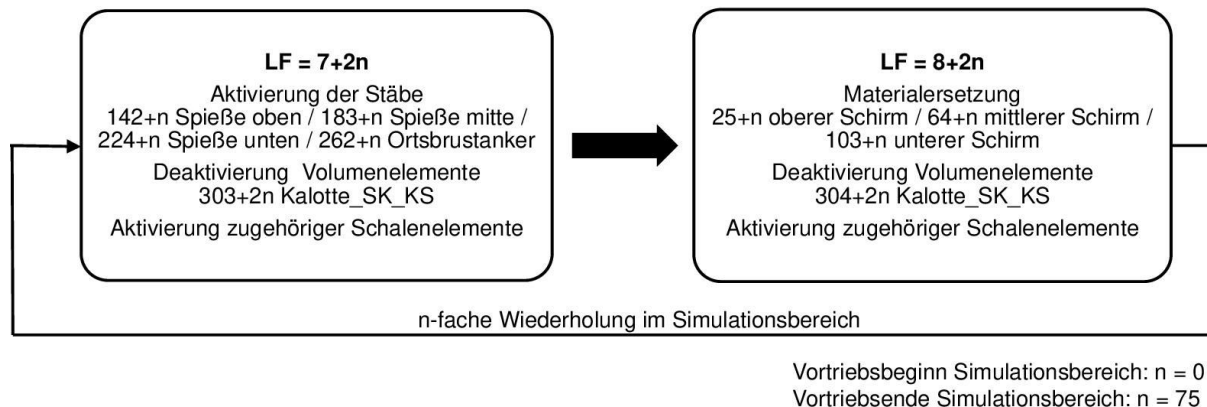


Abb. 7-21: Flussdiagramm des Vortriebs im Simulationsbereich (Modell 2)

Aufgrund der Übersichtlichkeit wurden weitere Bauvorgänge des Strossen-Sohlortriebs, welche nach den o. g. Lastfällen simuliert werden, nicht beschrieben. Eine Darstellung aller im Modell 2 verwendeten Elementgruppen wird in der Anlage 12-A.6 zusammengestellt.

Die Implementierung der Schirmgewölbesicherungen / Spieße in den Simulationen werden nochmals detailliert mit den Abschnitten 7.4.4 (Modell 1) und 7.4.5 (Modell 2) erläutert. Nach dem Simulationseende des Kalottenvortriebs wurde der Strossen-Sohlortrieb mit Abschlagslängen von 2 m (Strosse) bzw. 4 m (Sohle) abgebildet.

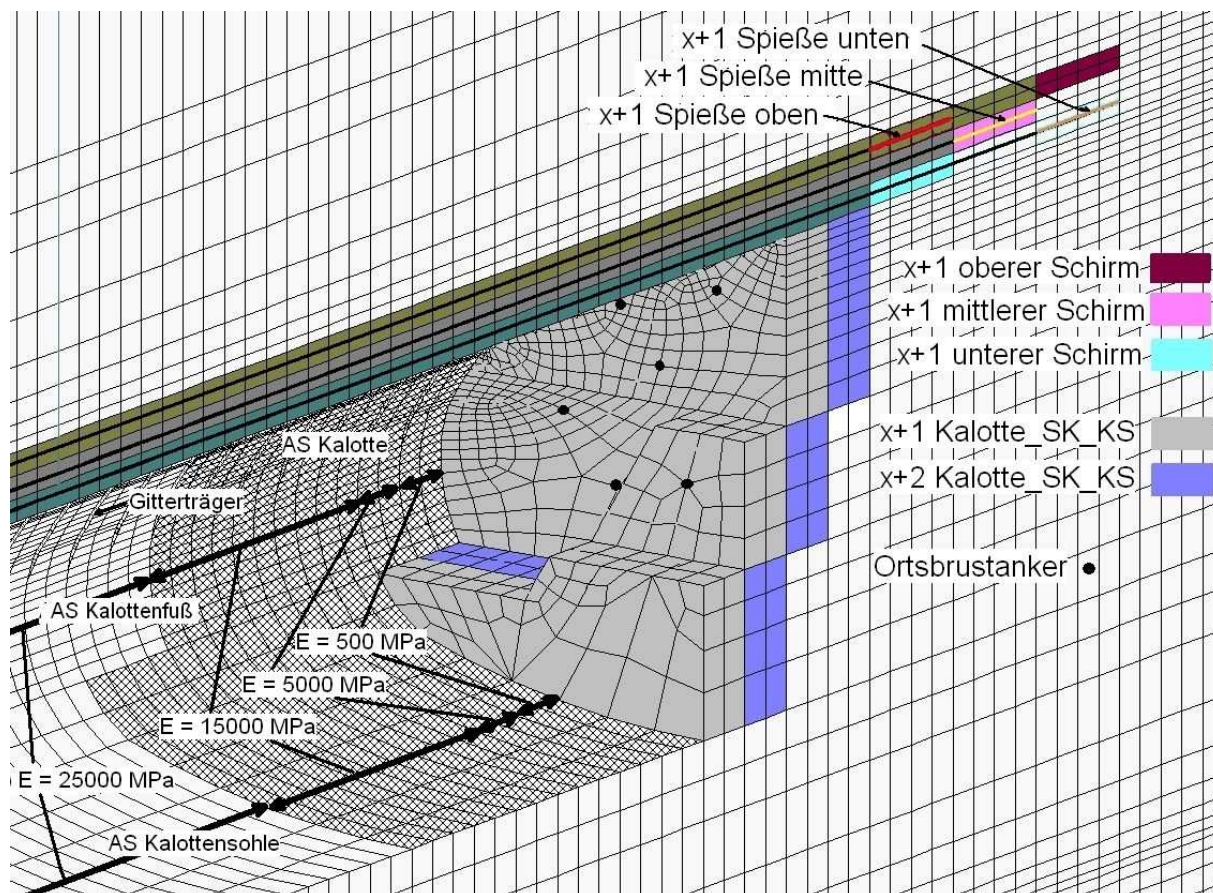


Abb. 7-22: Vorseilende und nachlaufende Sicherungen beim Kalottenvortrieb am Modell 2

Aufgrund des hohen Detaillierungsgrades von Modell 3 (Netzfeinheit und –geometrie, Spieße als Volumenelemente) war es nicht möglich, mit diesem Modell einen Vortrieb im Halbraum zu simulieren. Es war zunächst erforderlich, einen Primärspannungszustand im Modell zu erreichen, bei dem die Spannungen in den Bodenelementen des Schirms vor dem Vortrieb eingepreßt werden. Als eigentliche Vortriebssimulation wurden danach die ersten drei Meter des Modells als ein Lastschritt simuliert, indem die Last- und Bettungsverhältnisse so variiert wurden, bis die Verformungen näherungsweise denen der Vortriebssimulation aus Modell 2 entsprachen. Danach folgten zwei weitere simulierte Abschlüge, bei denen die Belastung, Bettung sowie die Sicherung am räumlichen Schirm schrittweise (wandernd) verändert wurde. Der letzte Lastschritt bildet dann einen Spannungszustand ab, der der Vortriebssimulation am Modell 2 im stationären Bereich entspricht.

7.4.4 Modell 1: Schirmgewölbe aus Volumenelementen ohne Tragglieder im Halbraum

Wie bereits in Abschnitt 7.4.1 beschrieben, wurde das Schirmgewölbe im Modell 1 stark vereinfacht modelliert. Es werden zwar Vergütungen im Schirm simuliert, nicht jedoch Spieße oder Rohre. In den Skizzen der Abb. 7-23 wird dieser Unterschied verdeutlicht.

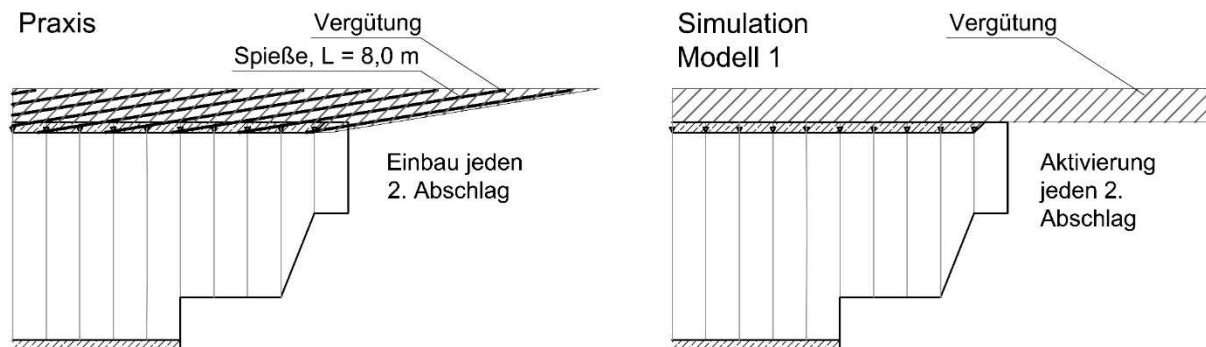


Abb. 7-23: Spießanordnung und vergüteter Bereich in Praxis und Simulation (Modell 1)

Die Dicke des Schirmgewölbes kann im Modell 1 in 0,25 m Abständen von 0,25 m auf 2 m erhöht werden (siehe Abb. 7-24). Eine Variation der Abdeckung bzw. Bogenlänge, d. h. der Spannweite des Gewölbes in Querrichtung über der Kalotte, ist in ca. 4° Schritten bis 180° möglich. Die vorausliegende Länge kann in Abständen von 0,5 m erweitert werden.

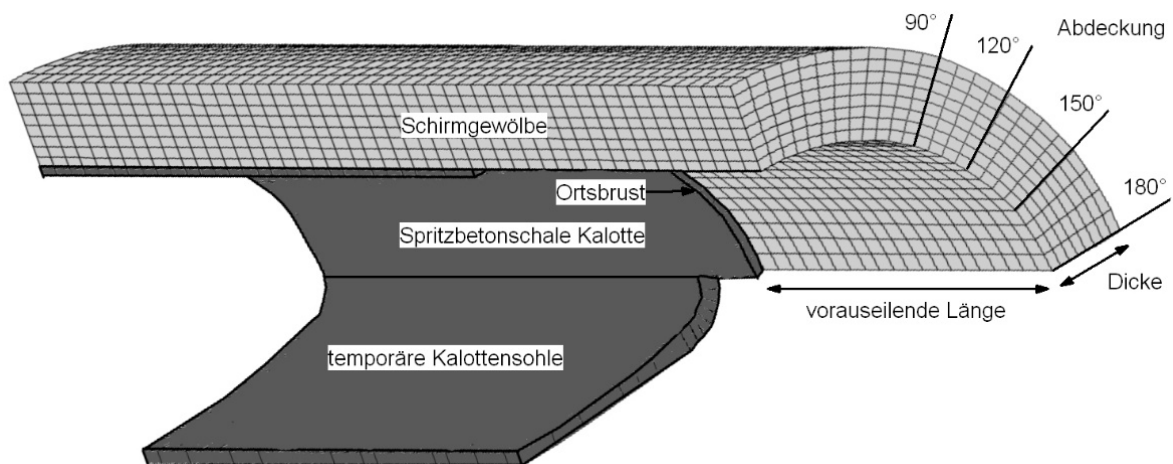


Abb. 7-24: Definition der Schirmgewölbekubatur am Modell 1

7.4.5 Modell 2: Spießschirm aus Volumenelementen und Stäben im Halbraum

Das Modell 2 weist gegenüber Modell 1 ein deutlich detaillierteres Schirmgewölbe auf, da hierin Spieße als einzelne Stäbe modelliert werden, was die erforderliche Netzfeinheit des Schirms deutlich erhöht.

Die Vortriebssimulation mit der schrittweisen, dem Ausbruch vorausseilenden Aktivierung der Spieße mit möglicher Vergütung wurde bereits in Abschnitt 7.4.3 erläutert. In Abb. 7-25 sind die modellierten Spieße im Modell 2 im Bereich der Ortsbrust zur besseren Übersicht dargestellt.

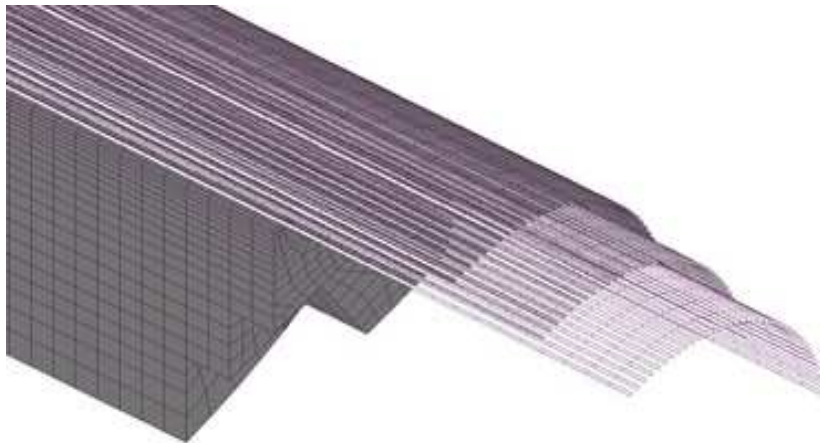


Abb. 7-25: Spieße als Stäbe im Modell 2

Bezüglich der Spießanordnung wurde im Modell 2 gegenüber der Praxis eine Vereinfachung vorgenommen, indem die Spieße horizontal und nicht geneigt modelliert wurden (Abb. 7-30). Dadurch sind die Spieße nicht direkt mit den Gitterbögen bzw. der Spritzbetonschale verbunden. Zudem werden die Spieße mit zunehmenden Ausbruchfortschritt ohne Unterbrechung verlängert. Für dieses große Kontinuumsmodell bestand jedoch keine Alternative zur gewählten Abbildung der Spieße, denn eine geneigte und gestaffelte Ausbildung gemäß Praxis würde eine enorme Netzverfeinerung benötigen, was mit den gegenwärtigen Rechenkapazitäten nicht möglich war.

Eine horizontale Anordnungen von Rohrschirmen nach Abb. 7-26 gemäß WISER (2018) zeigte im Vergleich zur geneigten Anordnung nach Abb. 7-27 gemäß VOLKMANN und SCHUBERT (2007) sowie VOLKMANN und SCHUBERT (2009) zudem qualitativ keine Unterschiede beim Trag- und Verformungsverhalten (Vergleich Abb. 7-28 und Abb. 7-29). Die Berücksichtigung einer Neigung der Stäbe hat somit keinen signifikanten Einfluss, was auf die hier betrachteten Spießschirme im Modell 2 als übertragbar erachtet werden kann.

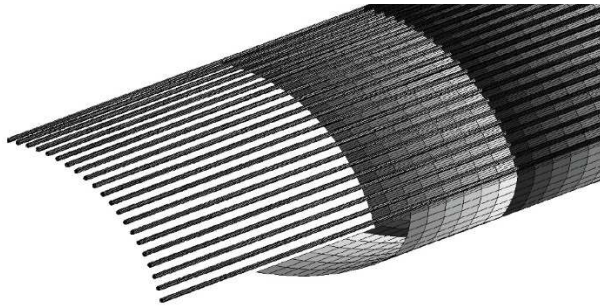


Abb. 7-26: Rohrschirmmodell gemäß WISER (2018)

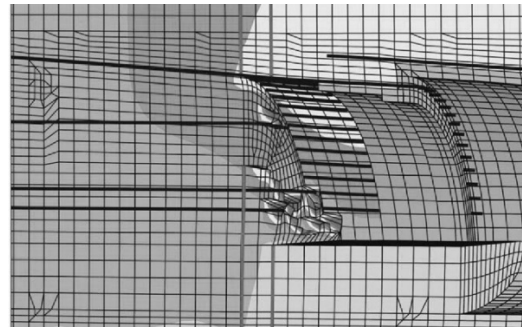


Abb. 7-27: Rohrschirmmodell gemäß VOLKMANN und SCHUBERT (2009)

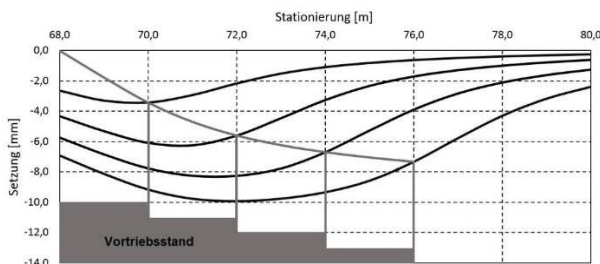


Abb. 7-28: Biegelinie des Firstrohrs in Abhängigkeit vom Vortriebsstand gemäß WISER (2018)

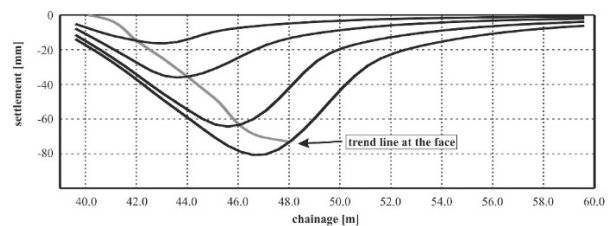


Abb. 7-29: Biegelinie des Firstrohrs in Abhängigkeit vom Vortriebsstand gemäß VOLKMANN und SCHUBERT (2007)

Bei der Umsetzung ist zu beachten, dass der unterste Spieß wie in der Praxis am weitesten voraus eilt; dieser erreicht jedoch nicht den Bereich der tatsächlichen Vergütung (Abb. 7-30). In der Simulation wurde dementsprechend die Vergütung im oberen Abschnitt als am weitesten voraus eilend angesetzt, da dies die praktische Umsetzung am realistischsten erfasst.

Angaben zum Verbund Stab-Boden sowie zu den Kennwerten der Spieße wurden bereits im Abschnitt 7.2.2 gemacht. Die Kennwerte für die Vergütung werden gemäß den Definitionen im Abschnitt 12A.5 (analog Modell 1) angesetzt.

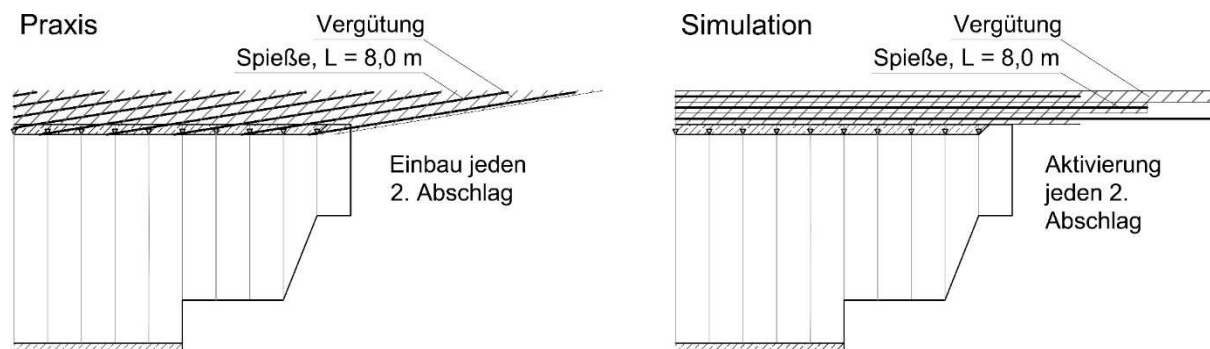


Abb. 7-30: Spießanordnung und vergüteter Bereich in Praxis und Simulation (Modell 2)

7.4.6 Modell 3: Spießschirm als Halbraum aus Stab-, Schalen- und Volumenelementen

Mit dem im Zuge einer Masterarbeit (LEFEBER 2018) erstellten Modell 3 wird ein Vortriebsabschnitt des Spießschirms weitgehend detailgetreu abgebildet. Damit sollte die Steifigkeitserhöhung und mögliche Verspannung im Schirm infolge der großen Anzahl der Spieße untersucht werden, um deren Einfluss auf die Längs- und Quertragwirkung feststellen zu können. Zudem konnte durch die engmaschigere Vernetzung eine mögliche Vergütung um den Spieß unter Variation der Eindringtiefe des Injektionsmittels vorgenommen werden.

Durch die erforderliche Netzfeinheit und der damit verbundenen hohen Elementanzahl, die zudem mit einer Spießneigung von 10° implementiert wurden, konnte eine vollständige Vortriebsimulation im Halbraum nicht vorgenommen werden. Das Modell wurde aus diesem Grund an seinen Rändern mittels Federelementen gebettet.

Die Schirmaußenseite wurde durch Flächenlasten beansprucht (siehe Abb. 7-31). Hierbei werden dem Einfluss des Gebirges als auch der Ausbausteifigkeit Rechnung getragen. Das Stoffgesetz sowie die bodenmechanischen Eigenschaften für Boden und Vergütung wurden vorgegeben und entsprechen den Angaben gemäß Abschnitt 7.3 und 7.5.4. Die Kennwerte der Spritzbetonschale, Gitterträger und Spieße entsprechen denen gemäß Abschnitt 7.2.

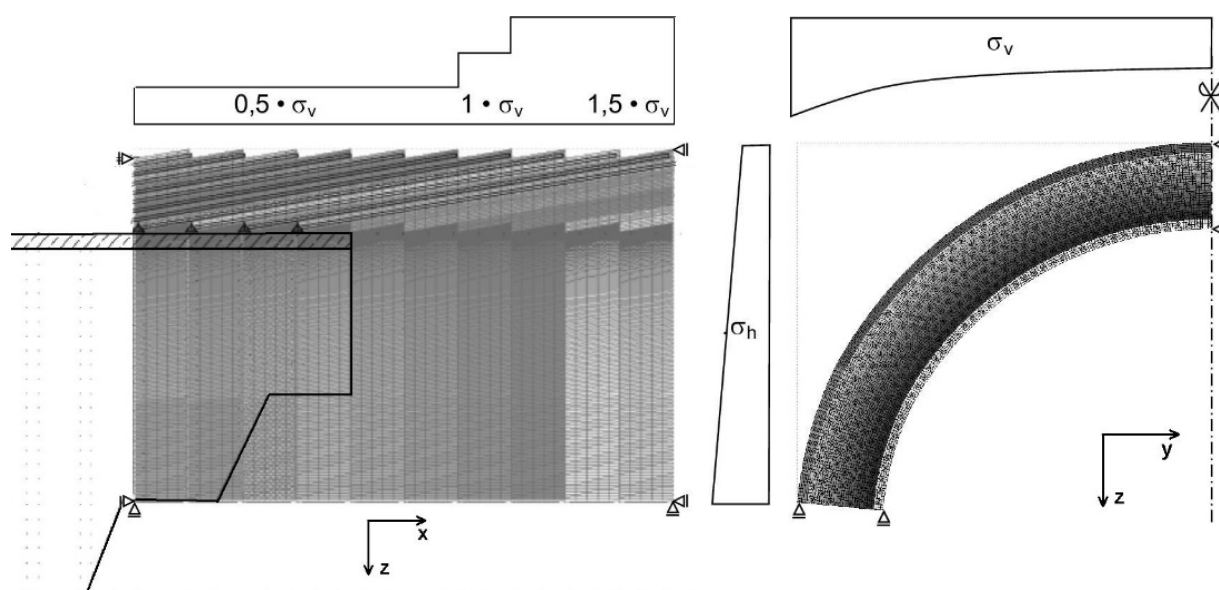


Abb. 7-31: Belastungsansatz am Modell 3 im Längs- und Querschnitt (LEFEBER 2018), modifiziert

Die Implementierung wurde für bis zu 10 m lange Spieße mit einem Einbau nach jedem Abschlag (1,0 m) in versetzter Anordnung vorgenommen, sodass sich eine bis zu 8-fache Überlappung der Spieße über der Ortsbrust ergibt. Dadurch entsteht eine Mächtigkeit des gesamten Schirms von 1,4 m (Abb. 7-18 und Abb. 7-31).

7.5 Kalibrierung der Strukturmodelle anhand von Verformungsmessungen

Die Eignung der Software und des verwendeten Stoffgesetzes zur Abbildung des bodenmechanischen Spannungs- und Verformungsverhaltens unter ebenen und räumlichen Beanspruchungszuständen wurde im Kapitel 12A.4 (Anhang) überprüft. Bei der Modellkalibrierung werden die Steifigkeitsparameter im HS-Modell variiert, bis eine gute Übereinstimmung zwischen Prognose und Messung erreicht wird.

Die Modellkalibrierung wurde aufgrund der vorliegenden Messergebnisse am Tunnel Oberau aus Kapitel 5.2 und an einem empirischen Verformungsprognoseverfahren gemäß Abschnitt 7.5.3 vorgenommen.

Dabei wurde die Kalibrierung nur am Modell 2 durchgeführt, da dieses Modell im Hinblick auf Überdeckung und Detaillierungsgrad am besten dem realen Vortrieb entspricht. Am Modell 1 werden Überdeckungen von bis zu 30 m simuliert. Für die damit verbundenen Variationsberechnungen wurde es erforderlich, die Anzahl der Ortsbrustanker zu erhöhen, um die Standsicherheit der Ortsbrust auch bei einer größeren Überdeckung zu gewährleisten. Aus diesem Grund ist ein direkter Vergleich von berechneten und gemessenen Verformungen bei Modell 1 nicht zielführend. Da jedoch sowohl Stoffgesetz und wesentliche Materialkennwerte als auch die Implementierung und die Vortriebsreihenfolge der Modelle 1 und 2 nahezu identisch sind, können die Ergebnisse am Modell 1 ebenfalls als realistisch angesehen werden.

Das Modell 3 bildet einen Ausschnitt des Spießschirms im Vortriebsbereich aus Modell 2 mit höherem Detaillierungsgrad ab. Deshalb ist am Modell 3 kein Vergleich mit Verformungsmessungen an der Geländeoberfläche möglich. Aus diesem Grund wurde das Modell 3 anhand der Verformungen und Spannungen, die im Schirmbereich des Modells 2 rechnerisch ermittelt wurden, kalibriert. Dazu wurden die Steifigkeiten der Federelemente sowie die angesetzten Flächenlasten an der Schirmaußenseite am Modell 3, durch Variationen bis zu einer ausreichenden Übereinstimmung mit den Berechnungsergebnissen aus Modell 2, iterativ ermittelt.

7.5.1 Baugrundsteifigkeit aus Feld- und Laborversuchen

Die Hardening-Soil (HS) Parameter der Kiese des Gießenbachtals, werden zunächst Anhand der gemäß Abschnitt 12A.2 (Anhang) beschriebenen Versuchsergebnisse kalibriert.

Die spannungsabhängige Steifigkeit kann aus den Ergebnissen der Seitendruckversuche gemäß Abschnitt 12A.2.1 (Anhang) abgeleitet werden. Dazu wurden die Eingangparameter der im Hardening-Soil-Modell hinterlegten Gleichung (7-5) $E_{oed} = E_{oed}^{ref} \cdot \left(\frac{\sigma'_1 + c \cdot \cot\varphi}{\sigma_{ref} + c \cdot \cot\varphi} \right)^m$ soweit iterativ variiert bis eine Übereinstimmung der Steifigkeit E_{oed} mit den Ergebnissen des Seitendruckversuchs vorhanden war (siehe Abb. 7-32). σ'_1 gilt dabei als Druck der Halbschalen auf den umgebenden Boden. Bei einer Referenzspannung $\sigma_{ref} = 100$ kPa, der

Referenzsteifigkeit E_{oed}^{ref} von 85 MPa und dem Parameter m zwischen 0,5 und 0,7 lässt sich die Spannungsabhängigkeit im Modell mit den in situ-Werten in gute Übereinstimmung bringen.

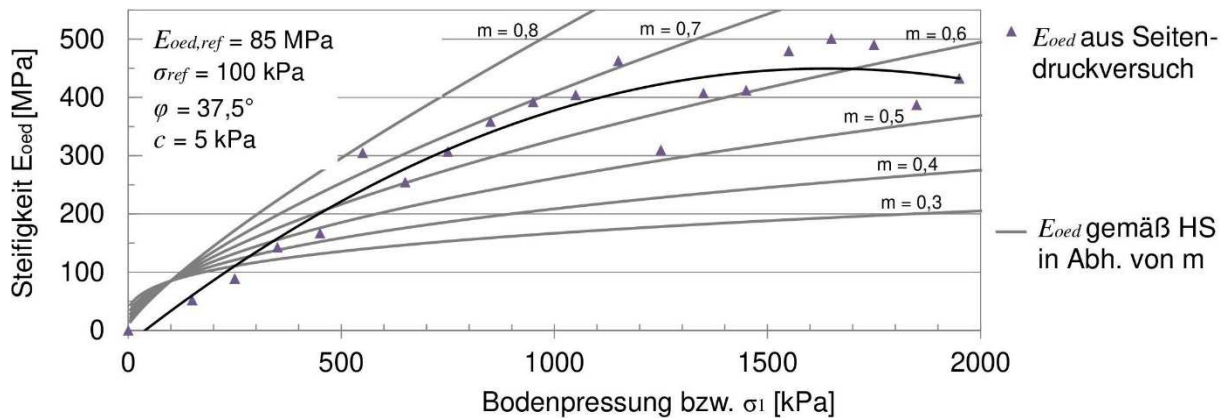


Abb. 7-32: Kalibrierung des Parameters m an Seitendruckversuchen gemäß Kapitel 12A.2.1

Aus dem in Kapitel 12A.2.2 (Anhang) beschriebenen Mehrstufen-Triaxialversuch kann für eine Referenzspannung σ_{ref} von 300 kPa eine Steifigkeit E_{50} und E_s von 110 MPa angegeben werden, wobei der Parameter m , welcher das Maß der Spannungsabhängigkeit beschreibt zwischen 0,5 und 0,7 gewählt werden kann. Die Verwendung der versuchstechnisch ermittelten Steifigkeiten und Scherfestigkeiten im Modell führt bei den Simulationen zu einer Unterschreitung der gemessenen Setzungen um ca. 50 %. Es ist jedoch zu berücksichtigen, dass die Seitendruckversuche als auch der Triaxialversuch bei sehr hohen Lagerungsdichten vorgenommen wurden. Im Vortriebsbereich wurden jedoch auch mitteldichte bis dichte Lagerungen erkundet. Somit gelten die o. g. versuchstechnisch ermittelten Parameter eher als obere Grenzwerte. Auch aus den in Kapitel 12A.2.2 (Anhang) genannten Gründen wird für den Reibungswinkel ein geringerer Wert zwischen 35° und 40° gewählt.

Die Abschätzung der weiteren HS-Parameter für die numerischen Untersuchungen von Kapitel 8 wird gemäß der in den beiden folgenden Abschnitten beschriebenen Vorgehensweise vorgenommen.

7.5.2 Hor. Inklinometermessungen / geodätische Oberflächenmesspunkte

Für die Anpassung der Baugrundsteifigkeit anhand der Verformungsmessungen beim Projekt Tunnel Oberau gemäß Kapitel 5.2 ist zu berücksichtigen, dass bei Bauweise 1 eine deutliche installationsbedingte Auflockerung im Bereich des Schirms stattgefunden hat, die numerisch nicht modelliert werden kann. Die Bauweise 1 ist daher für eine Kalibrierung nicht geeignet. Da bei Bauweise 2 keine signifikante Auflockerung beobachtet wurde, eignen sich die Messquerschnitte dieser Bauweise besser für die Anpassung der Modellparameter.

Im ersten Schritt der Anpassung wurden die Faktoren zur Verminderung der Steifigkeit des Ausbruchsbereichs (Stützkernverfahren) im Anfangs- und Endbereich des Modells festgelegt. Die Entspannungsfaktoren α für die Kalotte von 0,6 sowie Strosse und Sohle von

0,3 wurden iterativ ermittelt, um einen möglichst langen stationären Bereich zu erhalten. Die gewählten Entspannungsfaktoren führen dazu, dass sich über rund 45 m eine nahezu konstante Längssetzung einstellt (stationärer Bereich gemäß Abb. 7-19).

Im zweiten Schritt wurden die Bodenkennwerte am Modell 2 variiert bis eine Übereinstimmung der simulierten mit den gemessenen Quersetzungsmulden der Bauweise 2 gemäß Kapitel 5.2 erreicht wurde (Abb. 7-33). Ein Vergleich der Oberflächensetzungen mit den Inklinometermessungen wurde bereits in Abb. 5-8 des Abschnitts 5.2.3 vorgenommen, sodass hier auf eine weitere Darstellung verzichtet wird.

Ein Vergleich der simulierten Längssetzungen wird in Abb. 7-34 anhand der Inklinometermessungen vorgenommen, da diese ein geeignetes Messintervall für eine solche Auswertung aufweisen. Die Auswertung der Simulation wurde dazu am Modell 2 KS-0-1-1-S-ZI (Modellbezeichnung siehe Kapitel 7.6) bei einem Ortsbruststand von $x = 40$ m (LF43) vorgenommen. Der Vergleich zeigt eine gute Übereinstimmung zwischen FEM und Realität.

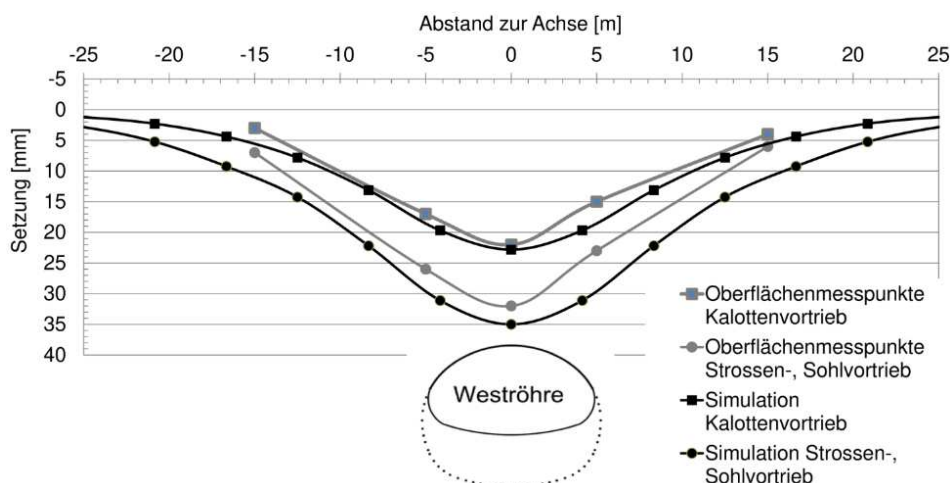


Abb. 7-33: Ergebnis der Kalibrierung an geodätischen Oberflächenmesspunkten

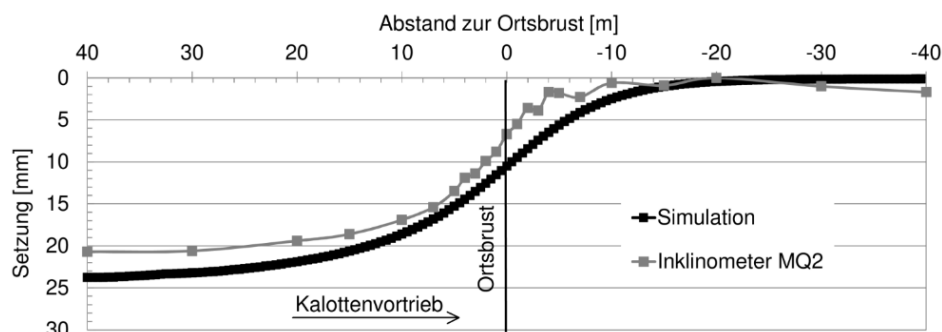


Abb. 7-34: Vergleich der Längssetzungsmulden beim Kalottenvortrieb aus Inklinometermessungen und Simulation

7.5.3 Vergleich der numerischen mit empirisch prognostizierten Oberflächensetzungen

Für den Fall, dass keine Injektionen ausgeführt werden und auch keine Auflockerung durch die Spießherstellung auftritt, (Bauweise 2 gemäß Abschnitt 5.2.2 jedoch ohne Injektion im Schirmgewölbe) wurde das Modell zudem mit Ergebnissen aus einem empirischen Prognoseverfahren nach FILLIBECK (2012) verglichen.

Die Setzungsmulde wurde dabei für einen 50-prozentigen Vertrauensbereich ermittelt. Die Randbedingungen wurden analog dem Modell 2, d. h. Überdeckung $H = 10$ m und Tunneldurchmesser $D = 10,6$ m gewählt. Gemäß FILLIBECK (2012) wird beim Maulprofil die Querschnittshöhe als D angenommen. Bei einer Steifigkeit $E_{s,100}$ von 50 MPa ergibt sich für atmosphärische Spritzbetonvortriebe im nichtbindigen Boden bei einem baugrundabhängigen Proportionalitätsfaktor $K = 0,6$ ein Volume Loss nach Gleichung (7-15) von 1,1.

$$(7-15) \quad VL_s = (0,037 \cdot z_0 - 0,10) \cdot 120 / E_{100,ref} \quad \text{mit } z_0 = (H + D/2)$$

Die Gaußfunktion zur Beschreibung der Quersetzungsmulde wird gemäß Gleichung (7-16) ermittelt.

$$(7-16) \quad s(x) = s_{max} \cdot e^{-x^2/2 \cdot i^2}$$

Dabei ermittelt sich die maximale Setzung über der Tunnelachse gemäß Gleichung (7-17):

$$(7-17) \quad s_{max} = VL_s \cdot A_t / \sqrt{2 \cdot \pi \cdot i} \quad \text{mit } i = K \cdot z_0$$

In Abb. 7-35 werden die Quersetzungsmulden der empirischen Setzungsberechnung mit der Simulation (Bauweise 2 ohne Injektion im Schirmgewölbe) nach Strossen-Sohlvortrieb verglichen. Es ist eine sehr gute Übereinstimmung bei der maximalen Setzung als auch bei der Krümmung der Setzungsmulden erkennbar.

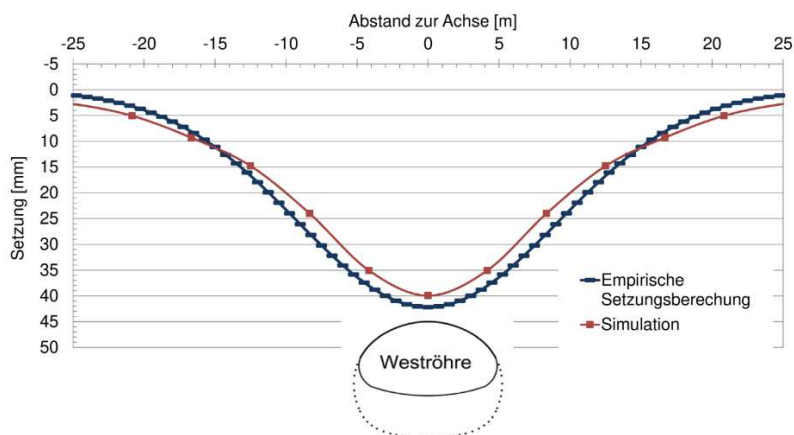


Abb. 7-35: Vergleich der Simulation KS-0-1-1-S mit dem empirischen Verfahren nach FILLIBECK (2012)

7.5.4 Festlegung der Bodenkennwerte für die parametrische Studie

Gemäß den Ergebnissen der in den vorherigen Abschnitten vorgenommenen Parameteranpassung führt die Kennwertgruppe 1 (KG1), d. h. Obere Schotter, zu einer guten Übereinstimmung mit den gemessenen und empirischen Setzungsmulden der Abb. 7-33 bis Abb. 7-35. Das Modell 2 gilt somit mit der Kennwertgruppe 1 als kalibriert. Mit der Kennwertgruppe 1 sind noch deutliche Reserven im Hinblick auf die Standsicherheit vorhanden. Aus diesem Grund wurde eine weitere Kennwertgruppe eingeführt (KG2), welche das System nahe den Grenzzustand der Tragfähigkeit führt. Dadurch werden die Unterschiede der Untersuchungsergebnisse noch deutlicher. Die Bandbreite für nichtbindige Lockergesteine wird durch KG3 (Sand, locker gelagert) und KG4 (Kies, dicht bis sehr dicht gelagert) begrenzt. KG1 und KG2 stellen dabei nach Ansicht des Autors den repräsentativsten Anteil von Vortrieben im nichtbindigen Lockergestein dar.

Tab. 7-4: Bodenmechanische Rechenwerte für die Böden (Gebirge)

Kennwertgruppe	KG	1	2	3	4
Schichtbezeichnung	[-]	Obere Schotter Tunnel Oberau	Sand, mitteldicht	Sand, locker	Versuchswerte Oberau Schotter
Wichte γ / γ'	[kN/m ³]	21,5 / 11	22 / 12	20 / 10	22 / 12
Kohäsion c_{ref}	[kN/m ²]	0 (5)*	0	0	0
Reibungswinkel φ	[°]	37,5	30	30	46
Dilatanzwinkel ψ	[°]	2,5	2,5	0	2,5
Erstbelastungsmodul für deviatorische Belastung E_{50}^{ref}	[MN/m ²]	50	50	20	100
Erstbelastungsmodul für kompressive Belastung E_{oed}^{ref}	[MN/m ²]	50	50	20	100
Entlastungs- / Wiederbelastungs- modul E_{ur}^{ref}	[MN/m ²]	160	160	60	500
Querdehnzahl für Entlastung / Wiederbelastung ν_{ur}	[-]	0,25	0,25	0,25	0,25
Referenzspannung p^{ref}	[kN/m ²]	100	100	100	100
Steifeexponent m	[-]	0,5	0,5	0,6	0,6
Seitendruckbeiwert K_0	[-]	0,39	0,5	0,5	0,29
Bruchfaktor R_f	[-]	0,9	0,9	0,9	0,9

*Die hier angesetzte Kohäsion $c' = 5 \text{ kN/m}^2$ entspricht der angenommenen Kapillarkohäsion im teilgesättigten Schotter. Der Ansatz einer Kapillarkohäsion ist insbesondere für die kurzzeitige Standsicherheit der Ortsbrust relevant.

7.6 Beschreibung der in den parametrischen Untersuchungen betrachteten Varianten

Die umfangreichsten Variantenstudien gemäß Tab. 7-3 wurden am Modell 1 und 2 durchgeführt.

Eine genaue Zuordnung der Berechnungsdateien der Modelle 1 und 2 wird ermöglicht, indem die Datensätze bzw. Dateinamen die variierten Randbedingungen gemäß folgender Struktur als Wertebelegung enthalten:

Feld 1 - 2 - 3 - 4 - 5 - 6 - 7 - 8 - 9
 Beispiel M1 - KG2 - U20 - W180 - D1 - V8 - S0 - ZI - Z

Die möglichen Belegungen dieser Werte sind in Tab. 7-5 aufgeführt, die dadurch auch einen Überblick der untersuchten Varianten ermöglicht. Eine Übersicht aller durchgeführten Variationen am Modell 1 und 2 geben die Anlagen 12A.7 und 12A.8. Hierin sind in den Bemerkungen auch die Werte aus Feld 9 gemäß Tab. 7-5 definiert.

Tab. 7-5: Überblick der gewählten Datensatzbezeichnungen

Feld	Beschreibung	Kürzel	Wert					
1	Modell	M	1	2				
2	Kennwertgruppe	KG	1	2	3	4		
3	Überlagerung [m]	U	10	20	30			
4	Schirmumfang [°]	W	90	120	150	180		
5	Schirmdicke [m]	D	0	0.33	0.66	1	2	
6	Schirmlänge [m]	V	4	6	8	10		
7	Spieße	S	0	1	2	3		
8	Schirmmaterial		K	ZI	AI	PI	DS	VE
9	Diverses		0	Z	Eur	VT	FS	

Insbesondere beim Schirmmaterial (Feld 8) wurden weitreichende Variationen vorgenommen. Zum einen wurden hierzu möglichst realistische Kennwerte gemäß den unterschiedlichen Verfahren nach Abschnitt 12A.5 (Anlage) verwendet. Zum anderen wurde der Einfluss einzelner ausgewählter Parameter des Schirmgewölbes variiert, um deren Einflüsse im Einzelnen bewerten zu können. Dazu wurden die Referenzsteifigkeiten E_{50}^{ref} , E_{oed}^{ref} und E_{ur}^{ref} sowie die Kohäsion c' jeweils faktorisiert bzw. φ' schrittweise erhöht. Die Referenzsteifigkeiten wurden dabei alle mit dem gleichen Faktor F parametrisiert.

8 Ergebnisse der Parameterstudie an den Strukturmodellen

8.1 Einfluss der Gebirgskennwerte

8.1.1 Überblick

Es ist davon auszugehen, dass die Gebirgskennwerte, d. h. die mechanischen Eigenschaften des Lockergesteins einen erheblichen Einfluss auf das Trag- und Verformungsverhalten der Spießschirmsicherung haben. Aus diesem Grund wurden Variationsberechnungen am Modell 2 (M2-KG1/2/3/4-U10-W180-D1-V8-S0/1-K/ZI-0) mit den Kennwertgruppen KG1 bis KG4 gemäß Tab. 7-4 durchgeführt.

Zunächst wurden die Berechnungen ohne Berücksichtigung von Spießen oder einer Vergütung vorgenommen. Es folgten Berechnungen mit den o. g. Kennwerten mit Aktivierung der Spieße als auch Berechnungen, bei denen sowohl Spieße als auch eine Zementvergütung im Bereich des Schirms simuliert wurden. Die Überlagerung von 10 m (1D), die Spießschirmdicke von 1 m und die Abdeckung von 180° blieben bei diesen Variationen unverändert.

8.1.2 Oberflächensetzungen

Ein Vergleich der Setzungsmulden gemäß Abb. 8-1 (nach Kalottenvortrieb) und Abb. 8-2 (nach Strossen-Sohlvortrieb) zeigt die deutlichen Unterschiede der gewählten nichtbindigen Bodenarten auf die Setzungen. Der Vortrieb im locker gelagerten Sand (KG3) ruft dabei die größten Setzungen hervor, der Vortrieb in KG4 (Laborversuchswerte Schotter, d. h. Kies, dicht – sehr dicht) dagegen um ca. Faktor 10 geringere Setzungen. Hierfür sind zum einen die unterschiedlichen Steifigkeiten als auch die verschiedenen Scherparameter verantwortlich. Je nach Kennwertgruppe und den zugehörigen Scherparametern bilden sich beim Vortrieb verschieden große Bereiche mit Plastifizierungen aus. Mit Erreichen der Bruchbedingung nehmen im HS-Stoffmodell die plastischen Verformungen stark zu. Dass die Oberflächensetzungen zu einem nicht geringen Anteil infolge dieser plastischen Verformungen hervorgerufen werden, wird durch den Vergleich der Ergebnisse mit KG1 und KG2 ersichtlich. Gegenüber KG1 wurden bei KG2 lediglich die Scherparameter verringert, nicht jedoch die Steifigkeitseigenschaften. Mit den geringeren Scherparametern der KG2 bilden sich größere Bereiche mit Plastifizierungen aus, was wiederum zu größeren plastischen Verformungen und dementsprechend zu größeren Setzungen gegenüber KG1 führt.

In den Abb. 8-1 und Abb. 8-2 sind zusätzlich die Simulationsergebnisse mit aktivierten Spießen dargestellt (Bezeichnung mit S1). An den nahezu identischen Ausprägungen wird ersichtlich, dass die Spieße keine Auswirkungen auf die Quersetzungsmulden haben. Diese Tatsache gilt unabhängig von den Gebirgseigenschaften sowie dem Baufortschritt.

Bei Betrachtung der Längssetzungsmulden Abb. 8-3 ist ebenfalls kein Unterschied zwischen den Simulationen mit und ohne Spieße erkennbar. Lediglich bei KG2 und KG3 ergeben sich ca. 10 bis 15 m hinter der Ortsbrust leichte Unterschiede, die jedoch auf numerische Instabilitäten zurückzuführen sind, da sich das System bei diesen Kennwerten im Grenzzustand befindet.

Die numerische Modellierung der Spieße als Stäbe im Modell 2 zeigt demnach keine Auswirkungen auf die Setzungen an der Oberfläche.

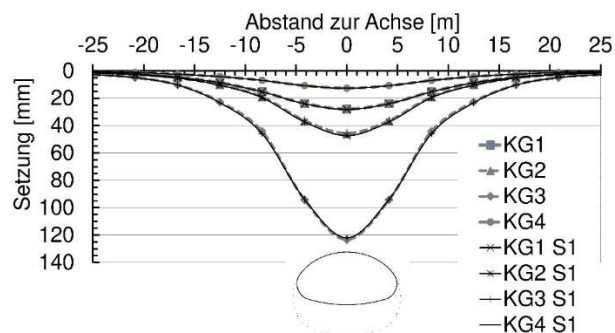


Abb. 8-1: Quersetzungsmulden nach Kalottenvortrieb

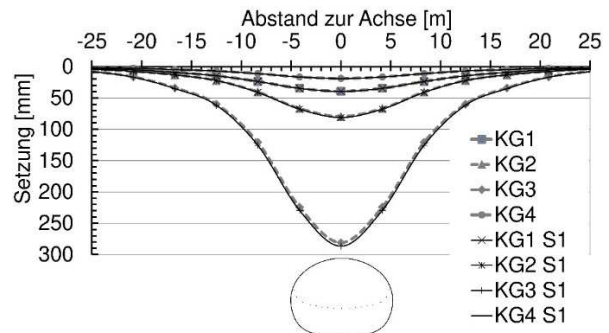


Abb. 8-2: Quersetzungsmulden nach Strossen-Sohlvortrieb (Gesamtsetzungen)

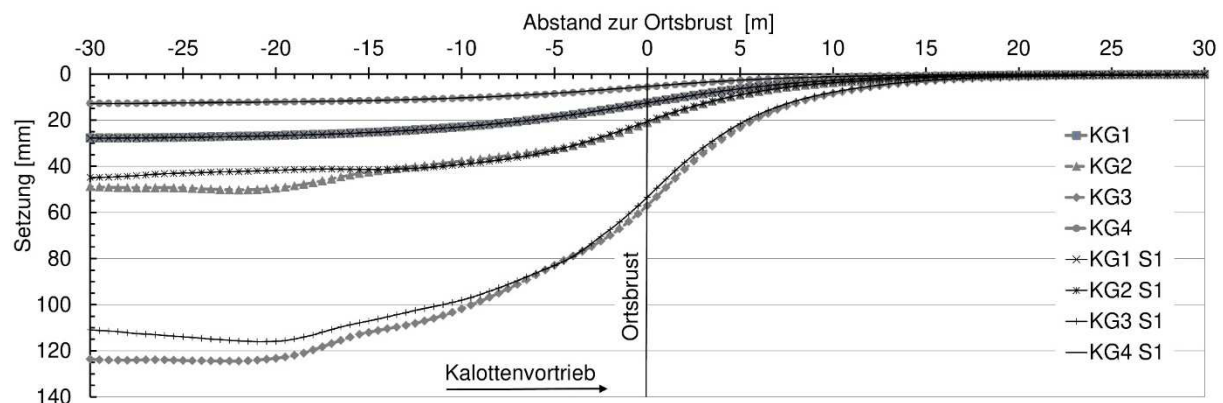


Abb. 8-3: Längssetzungsmulden nach Kalottenvortrieb

Die Simulationen mit Spießern und Zementinjektion (Diagrammbeschriftung: S1-ZI) zeigen einen deutlichen Einfluss der Schirmgewölbeinjektion auf die Oberflächensetzungen (Abb. 8-4 und Abb. 8-5). Der Unterschied ist bei den Kennwertgruppen KG2 und KG3, welche Lockergesteine mit geringen Scherfestigkeiten und Steifigkeiten repräsentieren, besonders groß. Die Reduzierung der maximalen Oberflächensetzung durch den vergüteten Schirm liegt für KG2 bei 50 % und für KG3 bei bis zu 70 %. Insbesondere im lockeren Sand (KG3) wird die Verformungszunahme auch beim Strossen-Sohlvortrieb verringert. Der Verlauf der Längssetzungsmulden der Abb. 8-6 vergleichmäßig durch die Vergütung bei den Simulationen nahe dem Grenzzustand der Tragfähigkeit (KG2 und KG3) deutlich. Diese verbesserte Konvergenz im numerischen Modell bedeutet eine Erhöhung der Standsicherheit in der Praxis.

Bei den Kennwertgruppen für mitteldichten (KG1) und sehr dichten (KG4) Kies zeigt sich durch die Simulation mit Spießen + Zementvergütung nur eine geringe prozentuale Setzungsreduzierung. So verringern sich die maximalen Oberflächensetzungen in KG1 um rund 20 % und in KG4 um nur ca. 5 %.

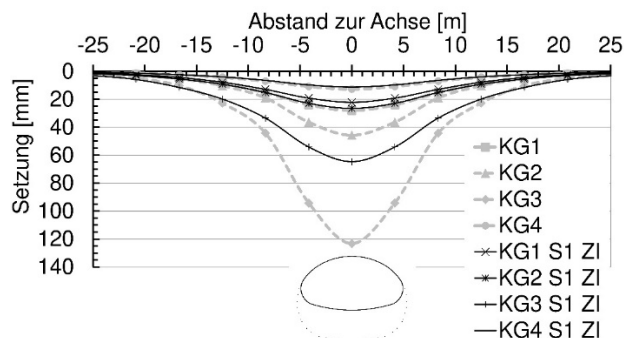


Abb. 8-4: Quersetzungsmulden nach Kalottenvortrieb

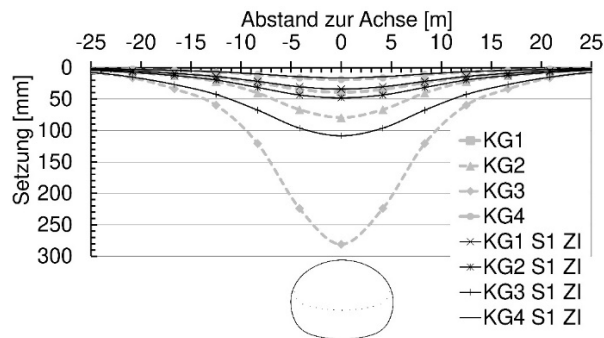


Abb. 8-5: Quersetzungsmulden nach Strossen-Sohlvortrieb (Gesamtsetzungen)

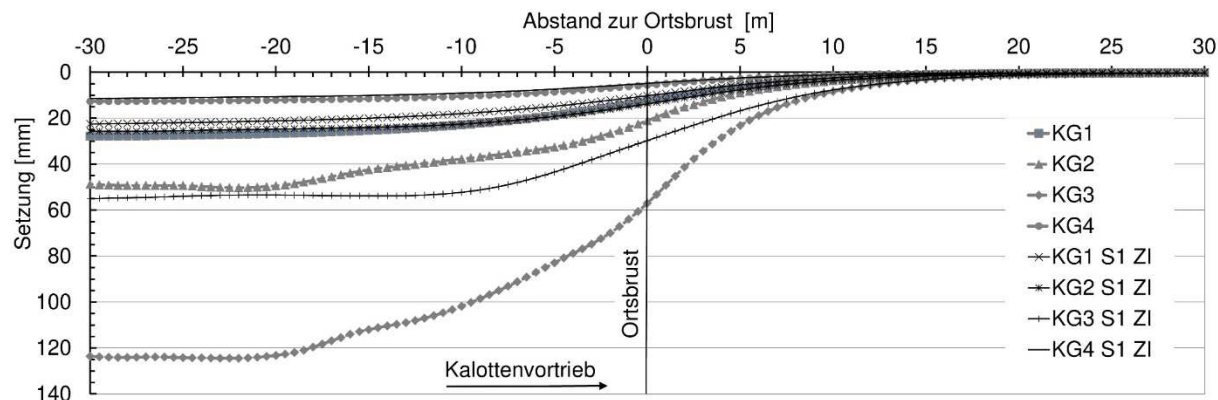


Abb. 8-6: Längssetzungsmulden nach Kalottenvortrieb

Der Einfluss der ermittelten Setzungsmulden auf eine mögliche Bebauung kann mit einem einfachen Kriterium nach KRAMER (1978) beurteilt werden. Dieser stellte den Zusammenhang der Winkelverdrehung λ zwischen zwei Streifenfundamenten und dem Schadenspotenzial her. Für den Grenzwert zwischen architektonischen und konstruktiven Schäden gibt KRAMER (1978) für $1/\tan \lambda$ einen Wert von 250 an. Bei größeren Verdrehungen steigen die Schäden stark an, sodass für $1/\tan \lambda < 100$ bereits mit Einsturz bzw. irreparablen Schäden zu rechnen ist (siehe auch Abb. 8-7).

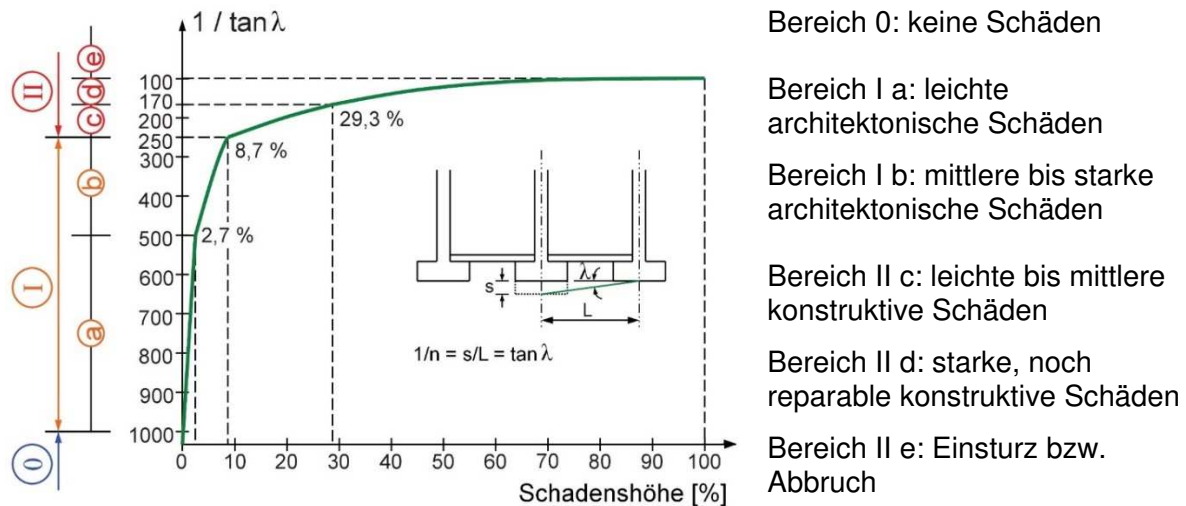


Abb. 8-7: Schadenshöhe in Abhängigkeit von der Winkelverdrehung nach KRAMER (1978), adaptiert nach FILLIBECK (2012)

Für den Anwendungsfall der Bewertung von Setzungsmulden wird oft die maximale Tangentenneigung $1/n_{\max}$ der Setzungsmulde betrachtet, was bei dem Kriterium nach KRAMER (1978) dem Tangens der Winkelverdrehung λ entspricht.

Die Beurteilung gemäß Abb. 8-7 gilt für den konkaven Bereich (Muldenlage) der Setzungsmulde. Im konvexen Bereich (Sattellage) gelten nur halb so große Werte gemäß Abb. 8-7, sodass bereits bei maximalen Tangentenneigungen von $1/500$ konstruktive Schäden zu erwarten sind. Im Allgemeinen sind jedoch die Tangentenneigungen in Muldenlage deutlich größer und dementsprechend maßgebend.

Für die Beurteilung der Setzungsmulden aus den vorliegenden Simulationen werden die Differenzsetzungen und Abstände zwischen den Knoten im Querschnitt an der Position $x = 50$ m für die Ermittlung von $1/n_{\max}$ ausgewertet. In der Abb. 8-8 und Abb. 8-9 werden die maximalen Tangentenneigungen $1/n_{\max}$ in Abhängigkeit von der Kennwertgruppe und den Randbedingungen im Schirmbereich verglichen. Gegenüber dem Kalottenvortrieb werden die maximalen Tangentenneigungen nach dem Gesamtausbruch nochmals deutlich steiler (vgl. Abb. 8-8 und Abb. 8-9). Zudem werden, wie bereits anhand der Setzungsmulden ersichtlich war, die Einflüsse der Gebirgskennwerte nochmals verdeutlicht. D. h. die Bandbreite der mechanischen Eigenschaften nichtbindiger Lockergesteine bewirkt bei sonst gleichen Randbedingungen, dass Vortriebe zu keinen Schäden bis hin zum Kollaps der Oberflächenbebauung führen können.

Im Hinblick auf den Spießschirm ist kein nennenswerter Einfluss zu erkennen, wenn keine Injektionen über die Spieße vorgenommen werden (Vgl. S0 K und SI K). Ein injizierter Spießschirm (SI ZI) reduziert die maximalen Tangentenneigungen deutlich, sodass die Schadenshöhe gemäß Abb. 8-7 um bis zu 80 % reduziert werden kann, wenn entsprechend schlechte Baugrundverhältnisse gemäß KG3 vorliegen. Auch bei vergleichsweise guten Baugrundverhältnissen, welche durch KG1 oder KG4 repräsentiert werden, ist eine

Verbesserung der Schadenshöhe ersichtlich, was bei der Betrachtung der Setzungsmulden gemäß Abb. 8-4 und Abb. 8-5 zunächst nicht direkt zu erkennen war.

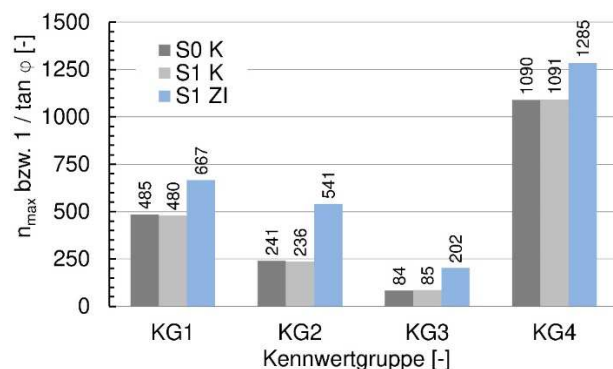


Abb. 8-8: n_{\max} nach Kalottenvortrieb

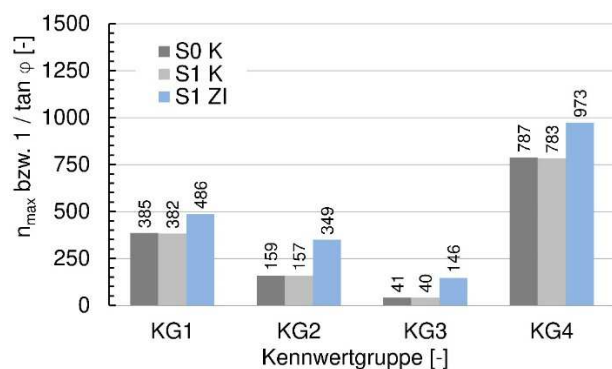


Abb. 8-9: n_{\max} nach Strossen-Sohlvortrieb

8.1.3 Verformungen am Ausbruchrand

Auswirkungen auf die Verformungen am Ausbruchrand können in geeigneter Weise über die Auswertung an ausgewählten Knotenverschiebungen vorgenommen werden. In Tab. 8-1 sind die Verschiebungen repräsentativer Punkte für KG1 und KG2 direkt nach dem Ausbruch (Stand der Ortsbrust $x = 50$ m, ausgewertete Punkte $x = 50$ m) dargestellt. Wie bei den Oberflächensetzungen wird zwischen den drei Fällen: kein Spießschirm, Spieße (S1) und Spieße mit Zementinjektion (S1 ZI) unterschieden. Durch die Aktivierung der Spieße ist eine leichte bis mäßige Erhöhung der Firstsetzungen F_z festzustellen, was durch eine größere Belastung der Außenschale als Spießauflager hervorgerufen wird. Dies zeigt sich auch an den Verschiebungen $U_{1,y}$ und $U_{1,z}$. Die Unterschiede sind bei schlechteren Scherparametern (KG2) noch deutlicher ausgeprägt. Im Bereich der Kalottenfüße (U_2) sowie der Sohle (S_1) zeigen sich keine wesentlichen Veränderungen der Verschiebungsgrößen infolge der Spieße.

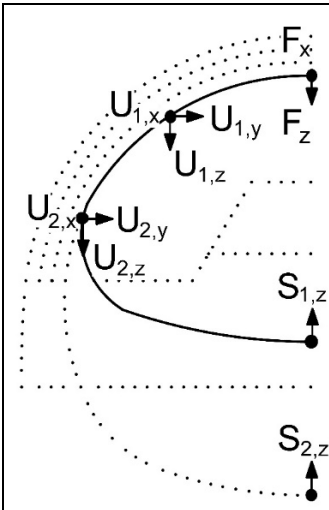
Die Horizontalverschiebungen werden durch die Spieße verringert, was insbesondere bei Kennwertgruppe 2 an F_x und $U_{1,x}$ deutlich ersichtlich wird. Die Spieße zeigen somit in Tunnellängsrichtung, wenn auch lokal, eine Reduzierung der ausbruchsbedingten Entspannung und somit eine Tragwirkung in Längsrichtung als Druckstab.

Die Simulationen mit Aktivierung einer vorausseilenden Zementinjektion im Spießschirm zeigen gegenüber den Simulationen ohne Spieße als auch mit Spieß ohne Injektion eine deutliche Reduzierung der First- und Ulmenverschiebung in vertikaler Richtung.

An den Kalottenfüßen (U_2) erhöht sich die Setzung dagegen leicht, was darauf zurückzuführen ist, dass auch das Schirmgewölbe Vertikalspannungen in diesem Bereich in das Gebirge einleitet (siehe auch Abb. 8-10). An der Sohlhebung sind wiederum keine signifikanten Veränderungen durch die Injektion im Spießschirm ersichtlich.

Die Verschiebungen entgegen der Vortriebsrichtung werden durch die Injektion nochmals reduziert. Zum Teil ist ein Vorzeichenwechsel erkennbar, wonach sich der Ausbruchrand an Ulme und Firste leicht in Vortriebsrichtung bewegt. Möglicherweise besteht hier ein Zusammenhang mit dem Lastabtrag im Schirm. Dieser nimmt bereits im Bereich vor der Ortsbrust Lasten auf und taucht dadurch leicht in Vortriebsrichtung und nach unten ab, wovon auch die hier betrachteten Punkte F, U₁ und U₂ betroffen sind.

Tab. 8-1: Knotenverschiebungen am Ausbruchrand in mm (Pfeil- und Vortriebsrichtung sind positiv definiert). LF53 d. h. direkt an der Ortsbrust bei x = 50 m.



[mm]	KG1	KG1 S1	KG1 S1 ZI	KG2	KG2 S1	KG2 S1 ZI
F _x	0,8	1,3	1,9	-13,1	-5,2	0,6
F _z	15,6	16,1	12,5	39,2	47,9	18,8
U _{1,x}	0,7	1,1	1,6	-6,2	-3,0	1,2
U _{1,y}	0,1	0,3	-0,6	3,9	4,9	0,5
U _{1,z}	11,9	12,2	9,5	21,4	25,1	12,3
U _{2,x}	0,6	0,5	0,7	-0,8	-0,5	0,9
U _{2,y}	-1,3	-1,4	-2,0	0,4	0,3	-1,4
U _{2,z}	3,3	3,3	3,7	3,7	4,1	4,9
S _{1,z}	12,8	12,8	12,8	12,4	12,5	12,1
S _{2,z}	17,8	18,8	17,8	17,6	18,1	17,4

Die Abb. 8-10 zeigt das sich infolge der Injektion ausbildende Traggewölbe über dem Ausbruchrand. Im Spießschirm bilden sich deutlich größere Druckspannungsanteile, welche in Querrichtung abgetragen werden, was beim reinen Spießschirm ohne Injektion nicht zu beobachten ist. Dadurch verringert sich die Vertikalbelastung auf den Ausbau was sich auch an den zuvor beschriebenen Verformungen zeigt. Mit dem Schirm erhöht sich allerdings auch die Belastung an den Kalottenfüßen, was an den größeren Druckspannungen insbesondere im Bereich der Fußverbreiterung ersichtlich ist (Abb. 8-10, rechts).

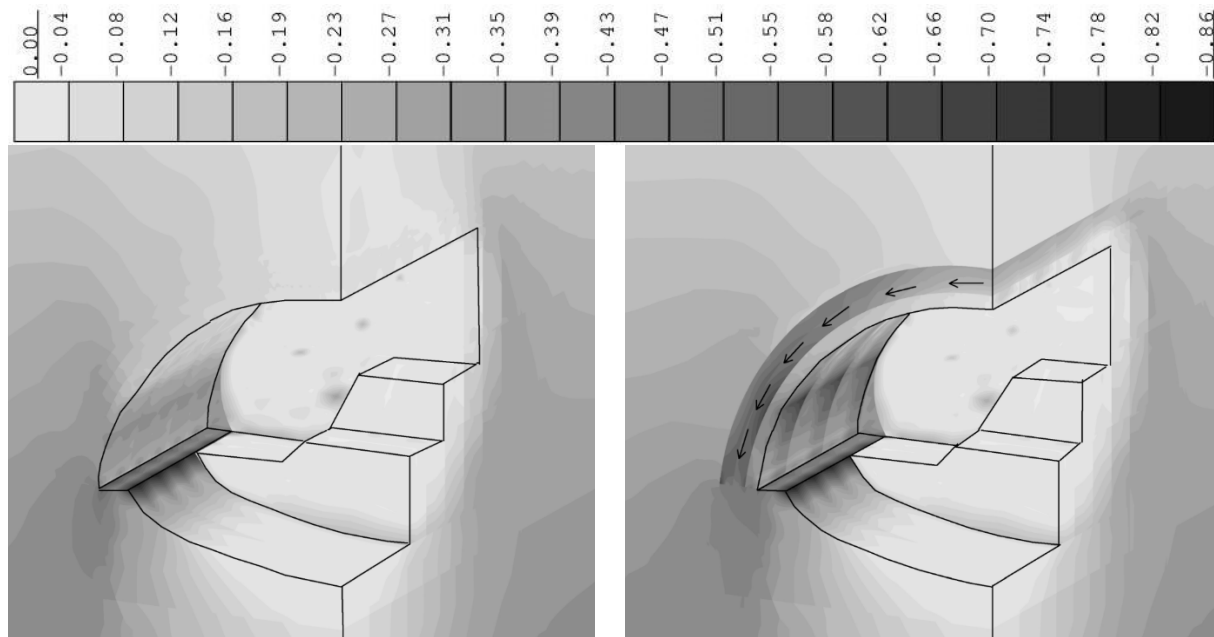


Abb. 8-10: Hauptspannung III in MPa (max. Druckspannung) am Vortriebsbereich bei KG1. Links: mit Spießschirm (S1), rechts: Spießschirm mit Injektion (S1 ZI)

8.1.4 Beanspruchung im Ausbau

Aus den Betrachtungen zu den Verformungen am Ausbruchrand konnte bereits abgeleitet werden, dass die Ausbaubeanspruchung durch eine Injektion im Spießschirm verringert werden kann. In diesem Abschnitt werden die Auswirkungen der Gebirgskennwerte sowie der Randbedingungen des Schirmgewölbes auf die Schnittgrößen in der Spritzbetonschale sowie den Gitterträgern quantitativ beurteilt. Die Auswertung wird dazu analog den Oberflächensetzungen an den Simulationen mit KG1 bis KG4 ohne Spießschirm, mit Spießen sowie mit Spießen + Zementinjektion vorgenommen.

Spritzbetonschale

Der Spritzbetonausbau wird numerisch als Schale modelliert, welche die Eigenschaften einer Scheibe, einer Platte sowie einer Membran in sich vereinigt. Für die folgenden Ergebnisauswertungen ist zudem die Definition der Indizes wichtig. Die Ansichten beziehen sich dabei auf das globale Koordinatensystem. Die Ergebnisse beziehen sich dagegen auf die lokalen Koordinaten der Schalenelemente gemäß Abb. 8-11. Die wesentliche Belastung einer Spritzbetonschale ist die in deren Haupttragrichtung (Quer zur Tunnelachse). Bei den vorliegenden Berechnungen entspricht dies der Normalkraft n_y , der Querkraft q_y sowie dem Biegemoment m_{yy} . In den überwiegenden Fällen ist bei der Bemessung der Spritzbetonschale Normalkraft und Biegung maßgebend. Querkraftbewehrung wird nur in Ausnahmefällen erforderlich und ist zumeist mit den Gitterträgern abgedeckt.

In Tunnellängsrichtung (global und lokal x) ist ebenfalls eine nennenswerte Schalenbeanspruchung vorhanden, sodass die Schnittgrößen n_x , q_x und m_{xx} in die Auswertungen mit einbezogen werden.

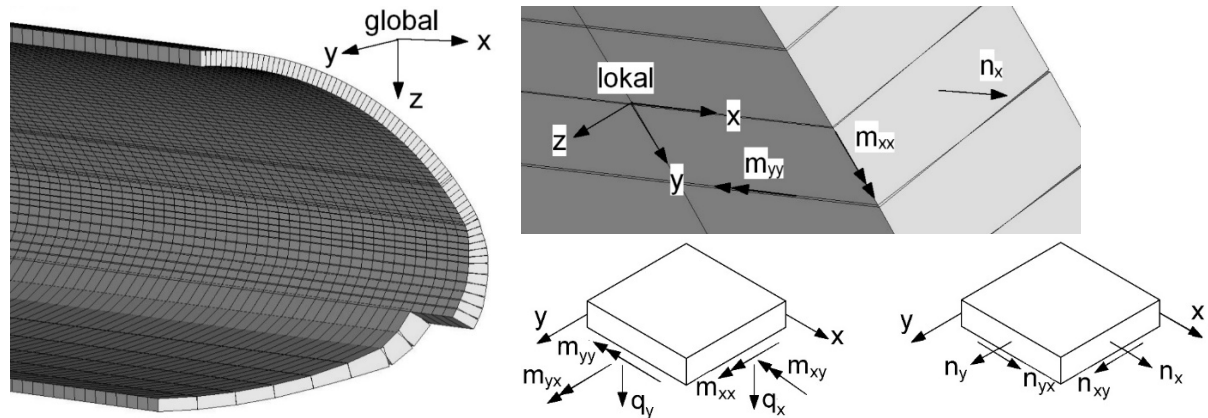


Abb. 8-11: Koordinatensysteme und Schnittgrößen an der Spritzbetonschale

In den Abb. 8-12 bis Abb. 8-14 sind die Normalkräfte n_x und n_y sowie die Biegemomente m_{xx} und m_{yy} in den Ansichten der globalen x - z sowie x - y Ebenen dargestellt. Beispielhaft werden in diesen Abbildungen die Ergebnisse der Simulation mit Kennwertgruppe 1 und der Berücksichtigung von Spießern ohne Injektion im LF73, d. h. Vortriebsstand $x = 70$ m dargestellt (M2-KG1-U10-W180-V8-D1-S1-K-0). Hierbei wird kein Vergleich zwischen den Kennwertgruppen bzw. den Randbedingungen im Schirm vorgenommen, um zunächst die allgemeine Entwicklung der Schnittgrößen zwischen der Ortsbrust und dem stationären Bereich zu beurteilen, da sich diese gegenüber den üblichen Betrachtungen im ebenen Verformungszustand unterscheiden.

Die Beanspruchung in Haupttragrichtung (lokal y) nimmt mit dem Abstand zur Ortsbrust zu. Etwa 30 m hinter der Ortsbrust ist keine weitere Erhöhung der Schnittgrößen festzustellen, sodass sich wie bei den Oberflächensetzungen ein stationärer Bereich einstellt (Abb. 8-12). Wie bereits von BLIEM (2001) und von BONNIER et al. (2002) bei deren 3D-FEM Berechnungen beobachtet, bildet sich auch bei den vorliegenden Berechnungen ein zigzackförmiger Verlauf der Schnittgrößen aus. Dieser Verlauf wird durch den schrittweisen Vortrieb mit den entsprechenden Steifigkeitsänderungen der Spritzbetonschale verursacht. Dieser realistische Verlauf kann durch ebene Berechnungen nicht erfasst werden. In Querrichtung sind gemäß Abb. 8-12 ausschließlich Druckkräfte ersichtlich, d. h. der Querschnitt ist vollständig überdrückt. Es ist eine eindeutige Quertragwirkung erkennbar, da die Normalkräfte im Bereich der Firste geringer ausfallen als in der Ulme sowie am Kalottenfuß. Durch die Kalottenfußverbreiterung nimmt die Schalenbeanspruchung am Fuß mit der Tiefe (z -Richtung) ab, da hier bereits Lasten über die Elemente des Betonfußes in das Gebirge abgetragen werden.

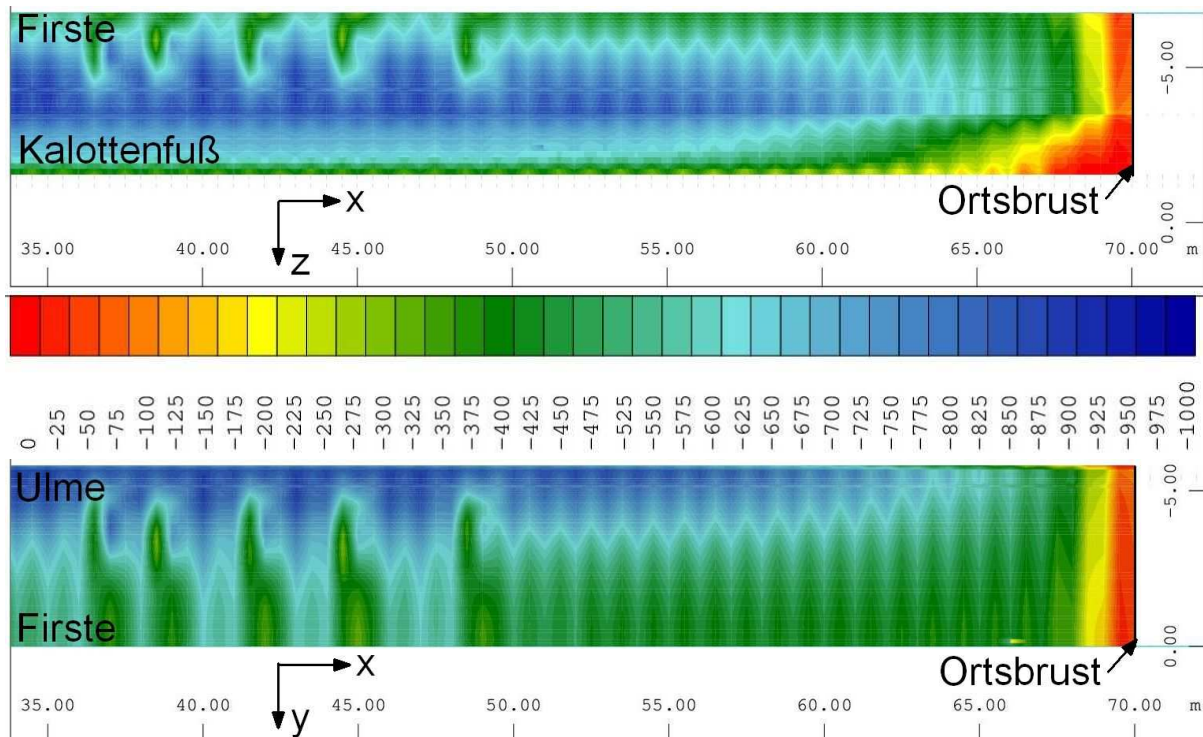


Abb. 8-12: Normalkräfte n_y der Spritzbetonschale in kN/m (LF73) – KG1 S1 K

Aufgrund der nichtlinearen Berechnungen im Zustand II werden gerissener Beton sowie normgemäß unzulässig große Stahldehnungen bei den vorliegenden Berechnungen berücksichtigt. Das führt dazu, dass die Berechnungen auch bei starken Plastifizierungen der Spritzbetonschale weitergeführt werden und die geschädigten Querschnitte berücksichtigt bleiben. In den Ergebnisplots der Abb. 8-12 sind im Bereich der Firste zwischen $x = 35$ m und $x = 50$ m Anomalien in der Darstellung erkennbar. In diesen Bereichen ist aufgrund einer Zugschädigung des Betonquerschnittes in Längsrichtung eine Übertragung von Druckspannungen, die sich zum Teil über Schub im Querschnitt verteilen, in Querrichtung nicht mehr möglich. D. h. diese zunächst als Anomalien wirkenden Bereiche sind der realitätsgetreuen Abbildung der Spritzbetonschale geschuldet und bedeuten keineswegs fehlerhafte Berechnungen. Beispielsweise würden diese Effekte bei einer linear-elastischen Modellierung der Spritzbetonschale nicht erkannt und stattdessen zu gleichmäßigeren Ergebnisplots führen.

Die Entwicklung der Normalkräfte n_x in der Spritzbetonschale ist in der Abb. 8-13 dargestellt. Im Bereich der Ortsbrust treten nahezu keine Normalkräfte in Tunnellängsrichtung auf. Mit zunehmendem Vortrieb bzw. Abstand zur Ortsbrust steigen diese jedoch stark an. Im stationären Bereich herrschen Zugkräfte (positives Vorzeichen) im gesamten Firstbereich und Druckkräfte im Bereich des Kalottenfußes. Es zeigt sich also auch in Tunnellängsrichtung ein deutliches Tragverhalten der Tunnelschale, welches zudem noch ausgeprägter ist als in Quertragrichtung. Die Normalkraftverteilung entsteht infolge der Verschiebung der Tunnelschale im Bereich der Firste in Richtung der Ortsbrust. Im Bereich des Kalottenfußes sind die Verschiebungen mit zunehmendem Abstand zur Ortsbrust in

entgegengesetzter Richtung ausgebildet. Die Verschiebungen sind in der x-z-Ansicht der Abb. 8-13 mit Pfeilen gekennzeichnet und betragen bei KG1 S1 K bis zu ca. 5 mm.

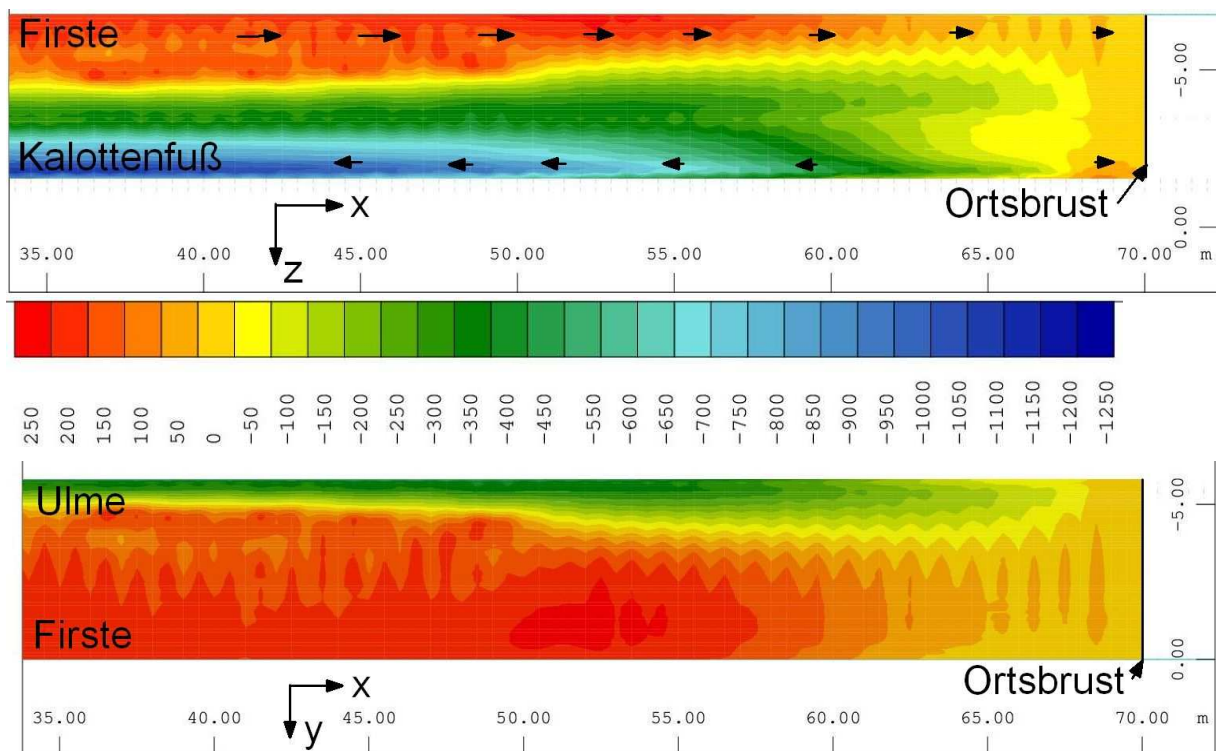


Abb. 8-13: Normalkräfte n_x der Spritzbetonschale in kN/m (LF73) – KG1 S1 K

An den Verläufen der Biegemomente m_{yy} und m_{xx} wird der Unterschied zwischen der Haupt- und Nebentragrichtung der Spritzbetonschale deutlich. In Querrichtung sind die Biegemomente (m_{yy}) deutlich ausgeprägter als in Längsrichtung m_{xx} , wodurch sich auch die Haupttragrichtung bei der Bemessung von Tunnelschalen ergibt. Wie zu erwarten, ist die Momentenbeanspruchung im Bereich des Übergangs Ulme-Kalottenfuß am größten, da hier die Krümmung der Schale auch am stärksten ausgeprägt ist.

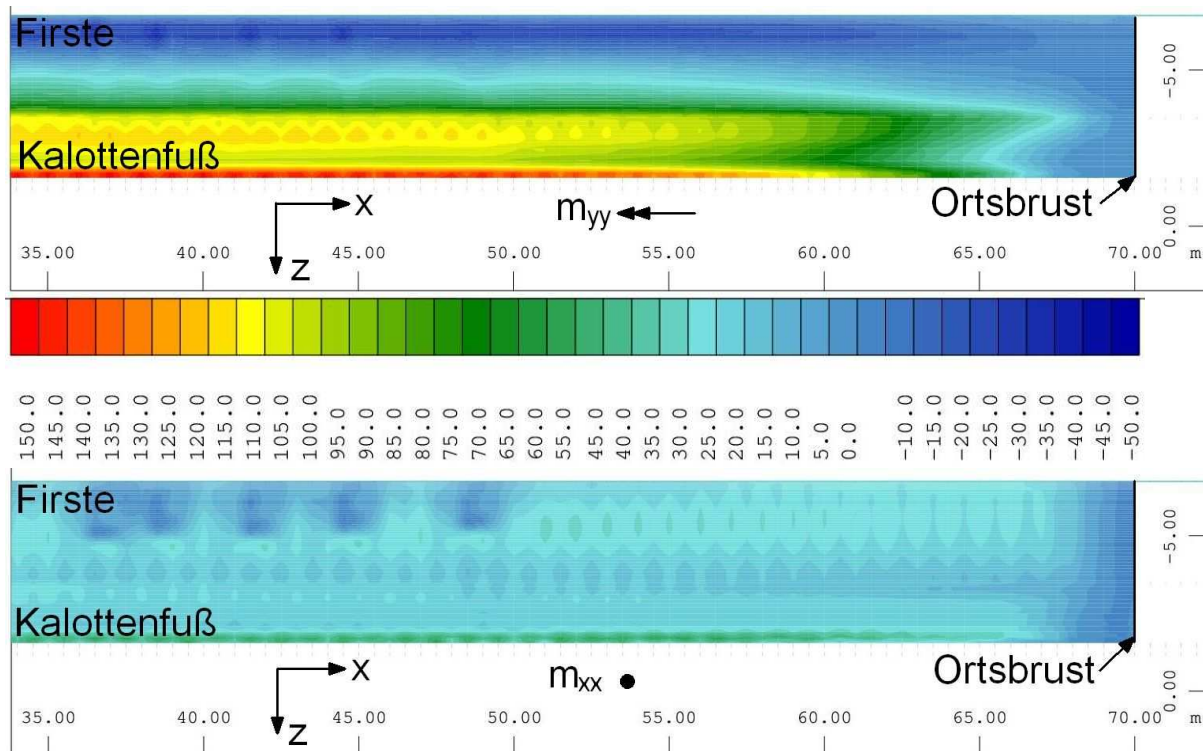


Abb. 8-14: Biegemomente m_{xx} und m_{yy} der Spritzbetonschale in kNm/m (LF73) – KG1 S1 K

Für die Gegenüberstellung der Ausbaubeanspruchung infolge unterschiedlicher Kennwertgruppen und Randbedingungen im Schirm wird zur Übersicht nur ein Ausschnitt der Schale zwischen $x = 50$ und $x = 55$ m dargestellt. Zudem werden die Ergebnisse im stationären Bereich, d. h. vollständig abgeschlossener Kalottenvortrieb im LF 85 ausgewiesen. Die Normalkräfte in Haupttragrichtung (n_y) gemäß Abb. 8-15 unterscheiden sich zwischen KG1 und KG2 in einer Größenordnung von rund 20 %. D. h., die geringere Scherfestigkeit des Baugrunds der KG2 führt zu einer größeren Beanspruchung der Spritzbetonschale. Bei beiden Kennwertgruppen ist kein signifikanter Unterschied zwischen den Simulationen ohne Spießschirm und mit reinen Spießern ersichtlich (Vgl. S0 K und S1 K). Aufgrund der Schalenkrümmung am Kalottenfußbereich sowie der angeschlossenen Fußverbreiterung nehmen die Druckkräfte im unteren Bereich der Schale ab, da hier bereits Lasten in den Boden sowie die Fußverbreiterung abgegeben werden.

Eine deutliche Reduktion der Normalkräfte ergibt sich, wenn eine Injektion (hier am Beispiel Zementinjektion ZI) im Spießschirm simuliert wird. Diese beträgt bei KG 1 etwa 10 % und bei den schlechteren Kennwerten der KG2 etwa 30 bis 50 %. Die Entlastung betrifft dabei insbesondere die gesamten Ulmen und bei KG2 den Firstbereich. Eine weitere Besonderheit ist bei dem Vergleich der beiden Kennwertgruppen und den Simulationen mit injiziertem Spießschirm ersichtlich (Vgl. KG1 S1 ZI und KG2 S1 ZI): die Ergebnisse sind ähnlich, obwohl die Berechnungen ohne Spießschirm bzw. mit Spießschirm ohne Injektion deutliche Unterschiede zeigen. Kommt demnach ein injizierter Spießschirm zur Ausführung, hat die Scherfestigkeit des umliegenden Lockergesteins einen geringeren Einfluss auf die Normalkraftbeanspruchung im Ausbau.

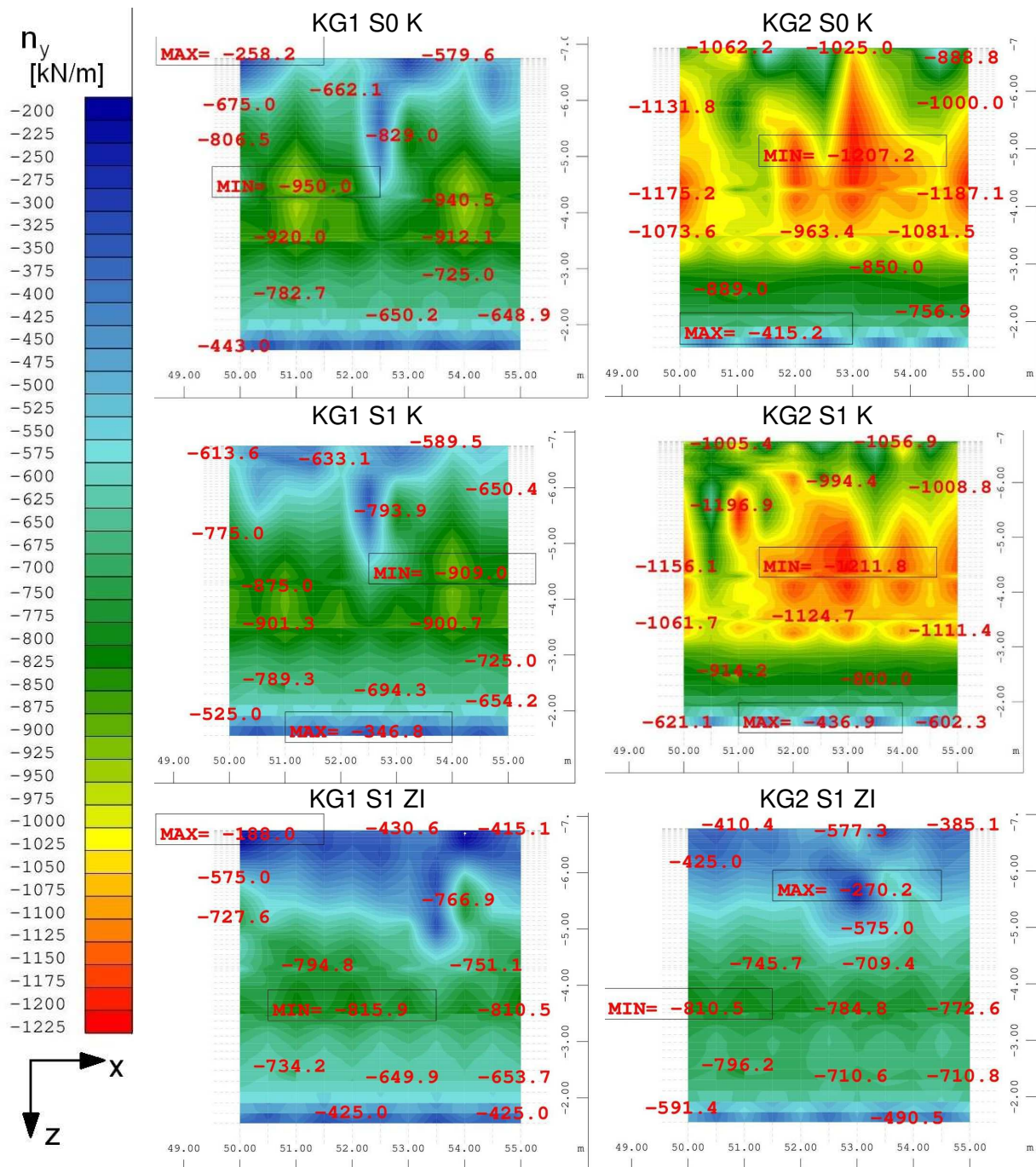


Abb. 8-15: Normalkräfte n_y der Spritzbetonschale in kN/m (Ausschnitt $x = 50$ bis 55 m, LF85)

Die Normalkräfte in Tunnellängsrichtung n_x zeigen bei Kennwertgruppe 1 keine wesentlichen Veränderungen bei Aktivierung der Spieße sowie bei Spießen mit Zementinjektion (Abb. 8-16). Ein grundlegender Unterschied zu den Normalkräften in lokaler y-Richtung sind die Zugkräfte im Bereich der Firste und den oberen Ulmen. Mit KG2 sind die Beanspruchungen in x-Richtung noch ausgeprägter, insbesondere im Kalottenfußbereich. Auch ist bei KG2 eine signifikante Verringerung der Beanspruchung in Tunnellängsrichtung, wenn eine Zementinjektion zusätzlich zu den Spießen modelliert wird, festzustellen (Vgl. KG2 S1 Z0 und KG2 S1 ZI).

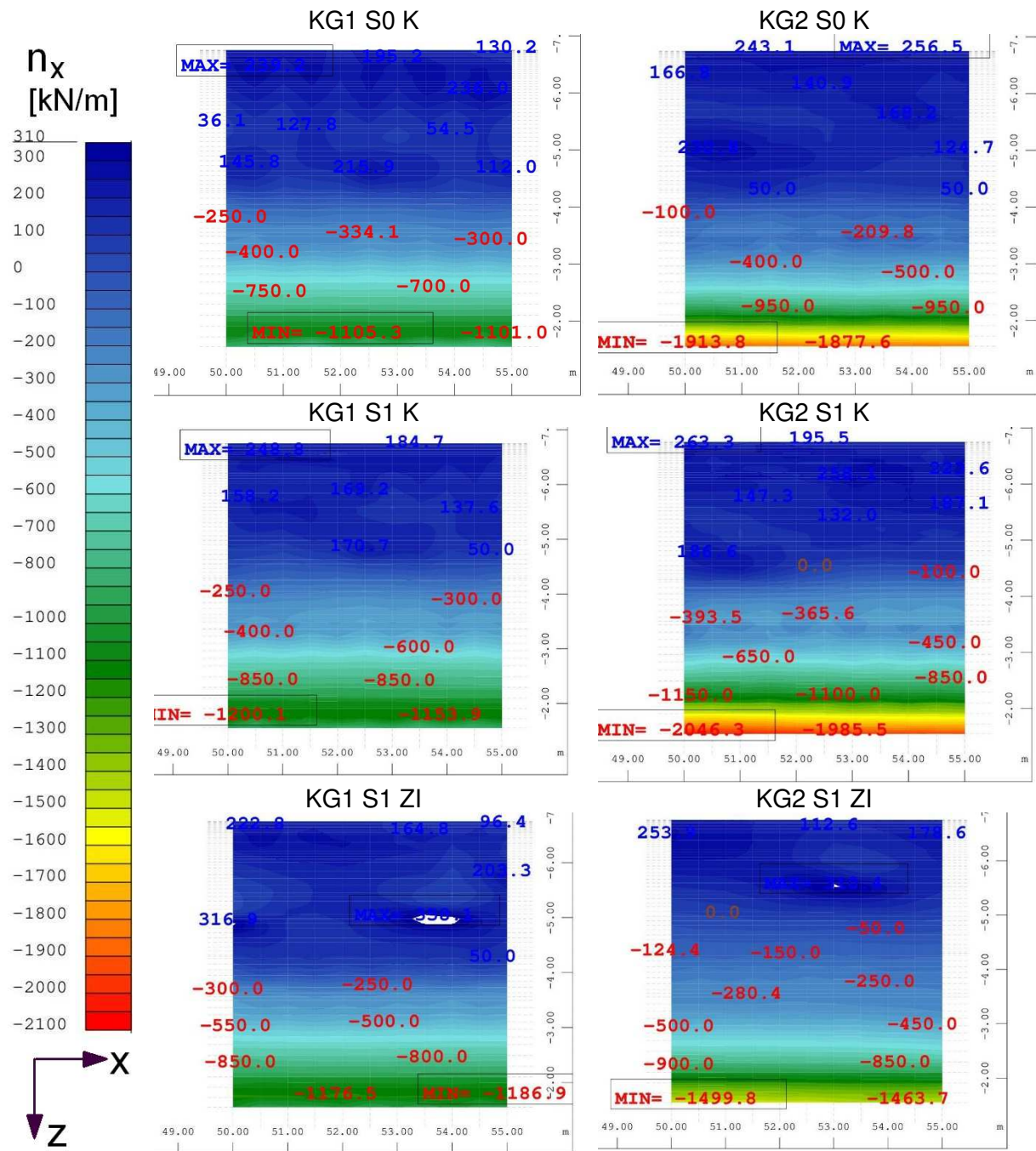


Abb. 8-16: Normalkräfte n_x der Spritzbetonschale in kN/m (Ausschnitt $x = 50$ bis 55 m, LF85)

In der Abb. 8-17 ist der Biegemomentverlauf m_{yy} im Ausbau in der x-z-Ansicht bei KG1 und KG2 und verschiedenen Randbedingungen im Schirm dargestellt. Die Unterschiede zwischen den beiden Kennwertgruppen sind relativ gering. Lediglich bei den schlechteren Kennwerten gemäß KG2 sind die Momente m_{yy} im Bereich der Ulme etwas stärker ausgeprägt.

Der Vergleich der Simulationen ohne Spieße und mit Spießen ohne Injektion (Vgl. S0 K und S1 K) zeigt bei beiden Kennwertgruppen eine geringe Erhöhung des Betrags der Biegemomente infolge der Spieße. Eine Injektion im Spießschirm reduziert die Ausprägung der Momente dagegen in Firste und Ulme um ca. 30 % deutlich. Im Bereich der Kalottenfüße

erhöht sich das Biegemoment in KG2 durch die Injektion jedoch um ca. 25 %. Zudem gleichen sich die Werte der beiden Kennwertgruppen an (Vgl. KG1 S1 ZI und KG2 S1 ZI).

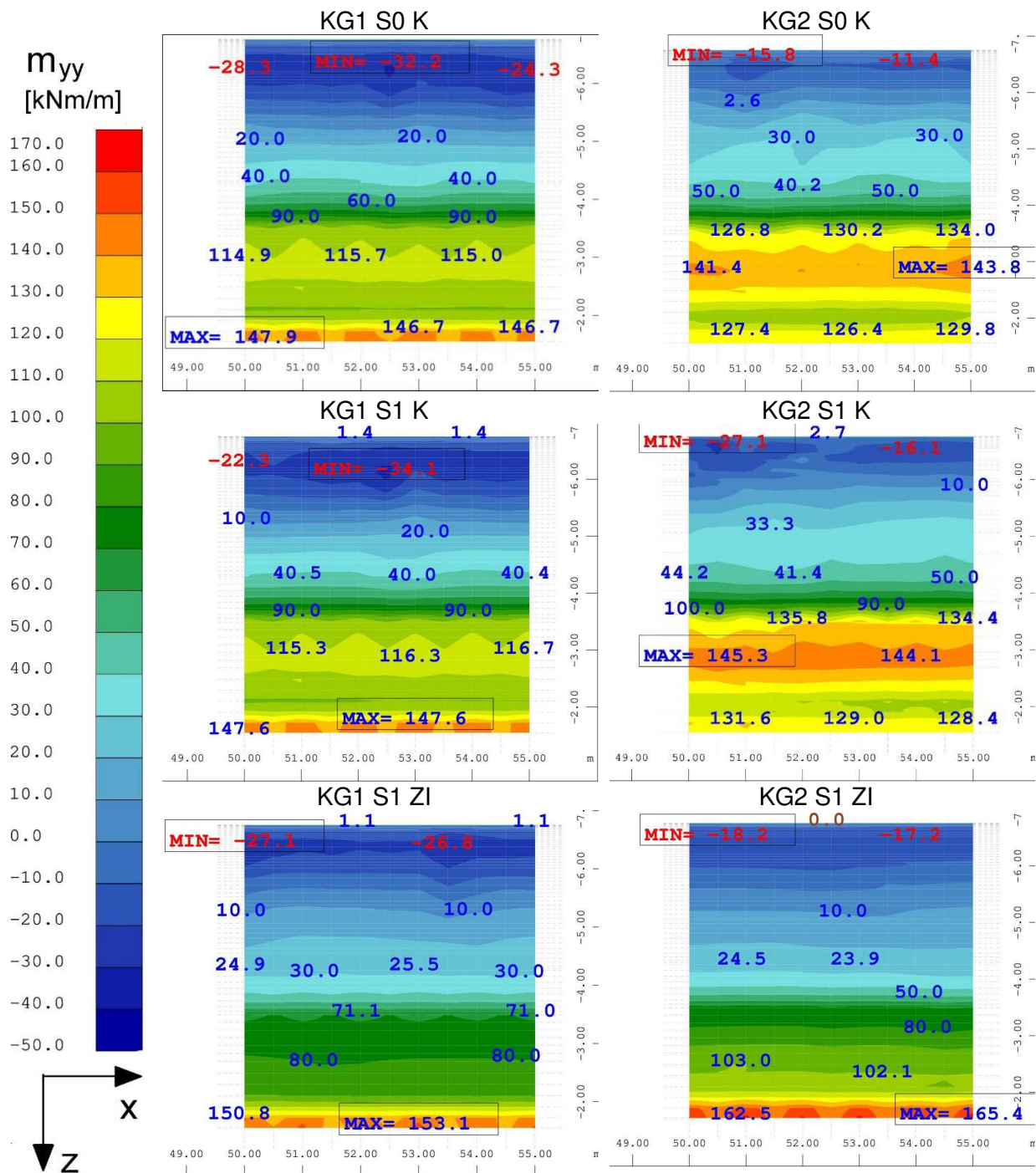


Abb. 8-17: Biegemomente m_{yy} der Spritzbetonschale in kNm/m (Ausschnitt $x = 50$ bis 55 m, LF85)

Gitterträger

Die Gitterträger gemäß Abschnitt 7.2.2 werden im Modell mit dem Ausbruch und dem Einbau der Spritzbetonschale aktiviert und hauptsächlich durch Normalkräfte beansprucht. Biegung und Querkraft treten im Wesentlichen im Bereich der Einbindung zum Kalottenfuss auf (Abb. 8-18).

Die Beanspruchungen nehmen mit zunehmendem Abstand zur Ortsbrust bis zum Erreichen des stationären Zustands, ca. 30 m hinter der Ortsbrust, zu (Abb. 8-19). Im Bereich der Einbindung am Kalottenfuss wird der Gitterträger mit Zugkräften beansprucht (Abb. 8-19, links). Dies kann einerseits mit der Biegebeanspruchung in diesem Bereich zusammenhängen und zum anderen dadurch beeinflusst werden, dass die höher beanspruchte Spritzbetonschale den Kalottenfuss in vertikaler Richtung verschiebt, wodurch die Kräfte im Gitterträger beeinflusst werden. Generell sind die Kräfte in den Gitterträgern im Vergleich zur Beanspruchung der Spritzbetonschale gering, was BLIEM (2001) ebenfalls bei seinen Untersuchungen feststellte.

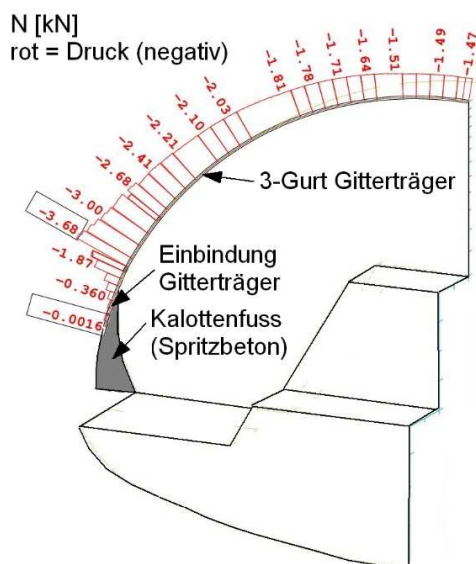


Abb. 8-18.: Normalkraftverteilung im Gitterträger nach Ausbruch (LF54, $x = 50$ m), M2-KG1 ohne Spießschirm

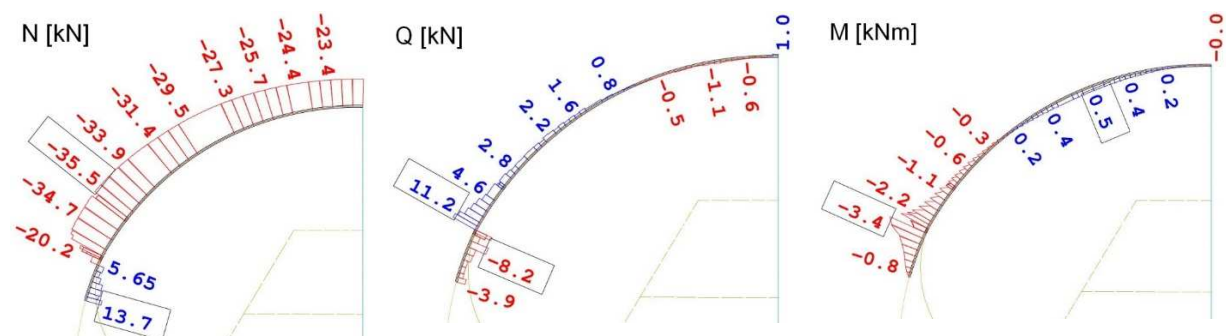


Abb. 8-19.: Schnittkräfte im Gitterträger nach Kalottenvortrieb (LF85, $x = 50$ m), KG1 ohne Spießschirm

Im Vergleich der Kennwertgruppen erhöhen sich die Schnittgrößen bei schlechteren Bodenkennwerten um ca. max. 50 % (siehe Spalten KG1 bis KG4 in Tab. 8-2). Diese Erhöhung liegt jedoch bei weitem unterhalb der prozentualen Setzungs- und Verformungsunterschiede gemäß den beiden vorherigen Abschnitten.

Die Aktivierung der Spieße zeigt keine nennenswerte Veränderung der Schnittgrößen (vgl. Spalte KG1 und KG1 S1 der Tab. 8-2), aus diesem Grund wurden die Ergebnisse für KG2 und KG3 mit Spießen in der Tab. 8-2 nicht aufgeführt. Ein Spießschirm mit Zementinjektion reduziert die Schnittgrößen wiederum deutlich. Eine Besonderheit ist bei dem Vergleich der numerischen Ergebnisse mit injiziertem Spießschirm und unterschiedlichen Kennwertgruppen in Tab. 8-2 ersichtlich: Die Schnittgrößen im Gitterträger unterscheiden sich zwischen den Berechnungen mit unterschiedlichen KG nur unwesentlich, wenn ein injizierter Spießschirm simuliert wird.

Tab. 8-2: Maximalwerte der Schnittgrößen im Gitterträger in Abhängigkeit der Kennwertgruppe sowie der Randbedingungen des Schirmgewölbes

	KG1	KG1 S1	KG1 S1 ZI	KG2	KG2 S1 ZI	KG3	KG3 S1 ZI	KG4	KG4 S1 ZI
N_{\min} [kN]	-35,5	-32,7	-28,1	-46,4	-26,6	-47,9	-28,3	-29,7	-27,0
N_{\max} [kN]	13,7	13,7	8,0	38,6	10,8	105,6	11,6	1,8	0,2
Q_{\min} [kN]	-8,2	-8,6	-4,0	-15,2	-4,2	-27,0	-6,8	-4,0	-3,2
Q_{\max} [kN]	11,2	11,3	6,9	13,1	6,2	17,0	6,0	7,2	5,7
M_{\min} [kNm]	-3,4	-3,5	-1,5	-5,7	-1,6	10,9	-2,5	-1,2	1,0
M_{\max} [kNm]	0,5	0,5	0,4	0,4	0,4	0,6	0,4	0,2	0,3

8.1.5 Beanspruchung der Spieße

Die Oberflächensetzungen und Ausbaubeanspruchungen werden nur in sehr geringem Maß durch die Spieße beeinflusst, wenn nicht gleichzeitig eine Injektion vorgenommen wird. Trotzdem treten in den Stäben, welche im numerischen Modell die Spieße abbilden, Kräfte auf, die sich in ihrer Größe und Richtung unterscheiden. Die Normalkraftverteilung in den Spießen wird aufgrund der hohen Anzahl von Stäben nur in Form von Ansichten dargestellt, in denen zwischen Bereichen mit Druck- bzw. Zugkräften unterschieden wird. Des Weiteren werden diese Ansichten zwischen den einzelnen Spießlagen (oben, mittig und unten) gemäß Abb. 8-20 und Abb. 8-21 unterschieden.

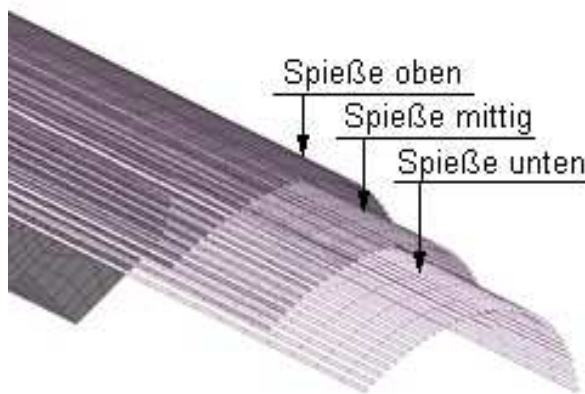


Abb. 8-20: räumliche Ansicht der Spießlagen

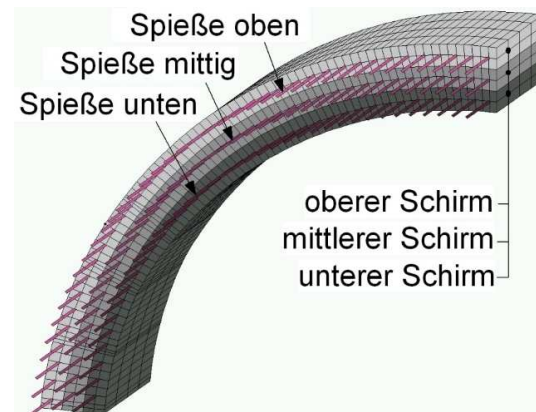


Abb. 8-21: Spießlagen mit umgebenden Kontinuumselementen des Schirms

Die Normalkräfte in den Spießen werden in den Abb. 8-22 bis Abb. 8-25 als flächenhafter Linienabtrag dargestellt. Dadurch wird die Beanspruchung im Schirm durch den Farbverlauf und zudem durch die Farbdichte verdeutlicht. Die Auswertung wird dabei im Lastfall 65, d. h. für einen Ortsbruststand von $x = 60$ m vorgenommen. Zugkräfte (+) werden blau und Druckkräfte (-) grün bis rot hervorgehoben.

Die Abb. 8-22 zeigt beispielhaft die Normalkraftverteilung in der oberen Lage des Spießschirms bei der Simulation M2-KG1-U10-W180-D1-V8-S1-K, d. h. Kennwertgruppe 1 und ohne Injektion im Schirm. Entgegen den einfachen Theorien zum Tragverhalten gemäß Abschnitt 4.3, bei denen Zugkräfte in den Spießen im Abschlussbereich erwartet werden, geht aus den vorliegenden Berechnungen hervor, dass im ortsbreustnahen Bereich im Wesentlichen Druckkräfte in den Stäben (Spießen) auftreten. Insbesondere treten diese Druckkräfte an der Firste im direkten Ausbruchsbereich als auch vor der Ortsbrust auf. Die numerischen Berechnungen zu Rohrschirmen von ECKL (2012) sowie WISER (2018) zeigen ebenfalls Druckkräfte in den Rohrschirmrohren im oberen Ausbruchsbereich.

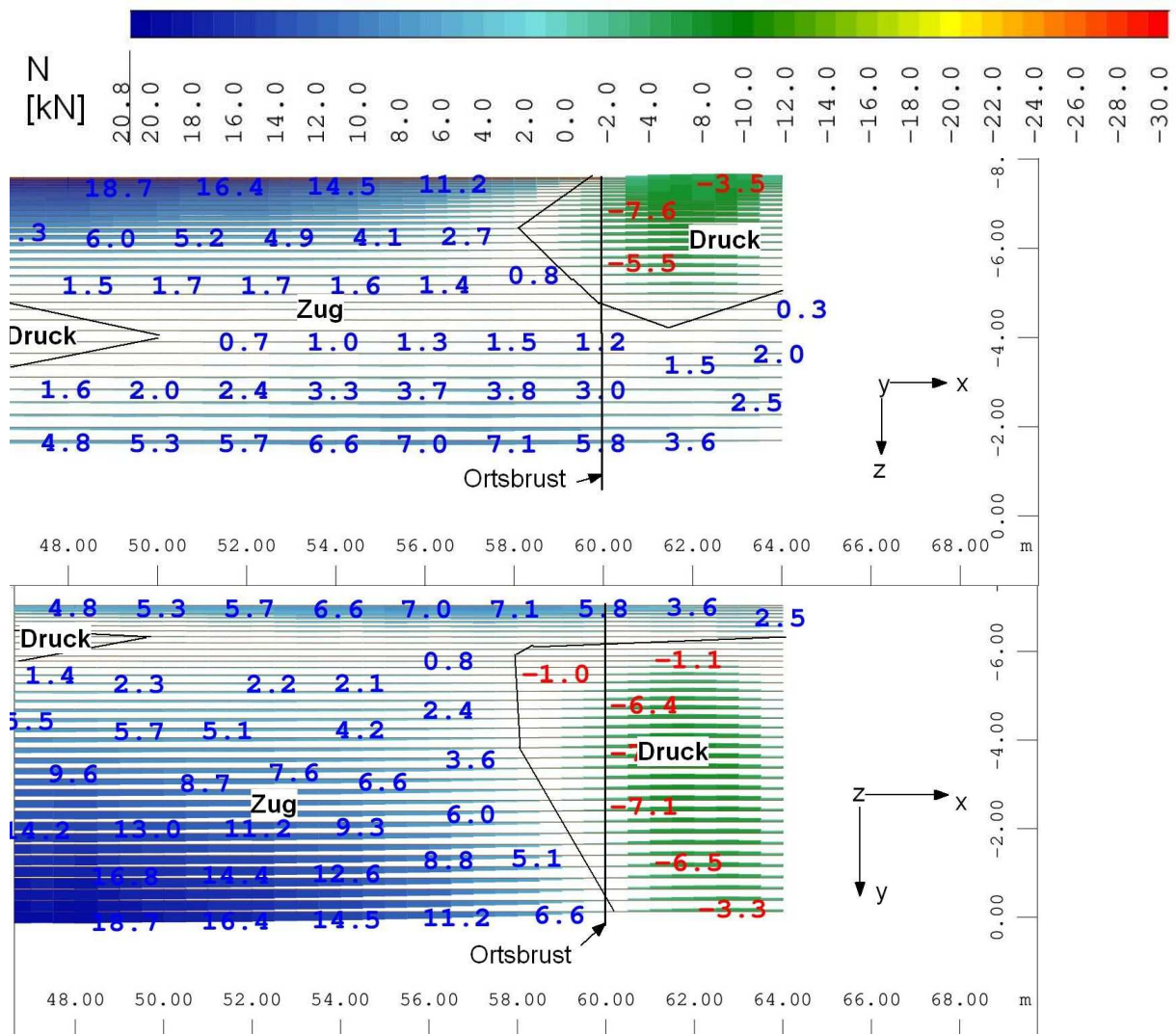


Abb. 8-22: Normalkraftverteilung im Spießschirm (obere Lage) in Ansicht (x-z) und Draufsicht (x-y) [Darstellung der Kräfte als flächenhafter Linienabtrag an den einzelnen Spießern]

Dadurch, dass der Spießschirm aus mehreren Spießlagen besteht, werden die Normalkräfte der einzelnen drei Lagen dargestellt, um diese miteinander vergleichen zu können. Damit soll insbesondere geklärt werden, ob sich die Normalkraftverteilung aus einem globalen Tragverhalten, d. h. dem Spießschirm in seiner Gesamtheit ergibt, oder ob die Druckkräfte nur infolge der lokalen Lastumlagerungen vor der Ortsbrust entstehen. Zudem wird der Einfluss der einzelnen Kennwertgruppen des umgebenden Bodens untersucht.

In der Abb. 8-23 sind die Normalkräfte der drei Spießlagen am Vortrieb in KG1 und KG2 dargestellt. Im verhältnismäßig guten Boden der KG1 bilden sich im Bereich der Firste vor der Ortsbrust und im direkten Bereich des Abschlags Druckkräfte in den Spießern aus. Die Maximalwerte in den einzelnen Lagen unterscheiden sich dabei nur geringfügig. Lediglich der Bereich um die Ulmen vergrößert sich mit den oberen, kürzeren Spießern.

Die Zugkräfte nehmen dagegen mit geringerem Abstand zu den Kalottenfüßen zu. Beim Vortrieb im Boden mit geringeren Scherparametern (KG2) nehmen die Druckkräfte in den Stäben weitaus größere Bereiche des Spießschirms ein und sind zudem quantitativ um den

Faktor 2 bis 3 größer als in KG1. Die Druckkräfte nehmen erst mit größerem Abstand hinter der Ortsbrust ab, bis sich die Stabbeanspruchungen im stationären Bereich zu Zugkräften umkehren.

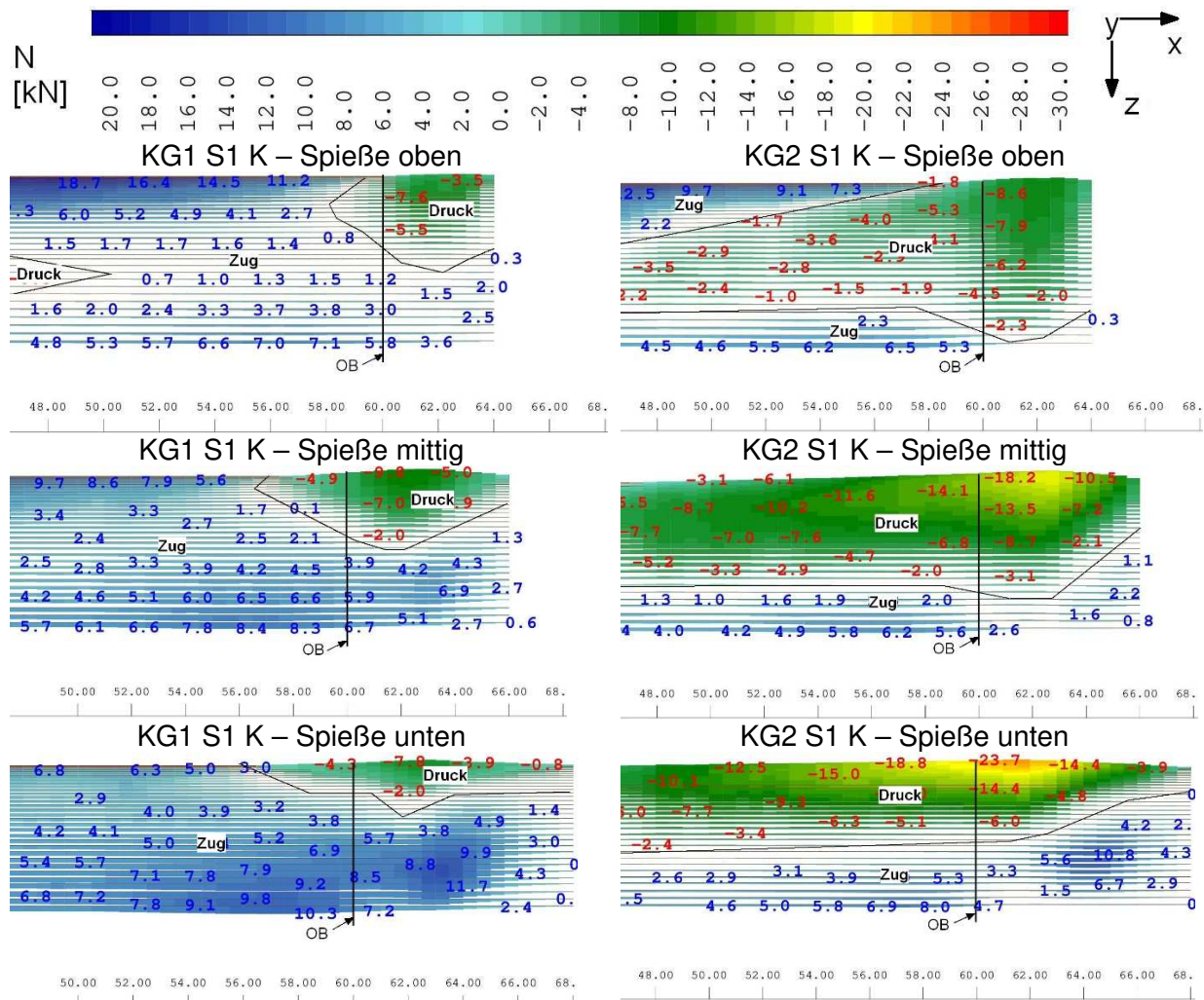


Abb. 8-23: Normalkraftverteilung im Spießschirm in der Ansicht (x-z), alle Lagen, Vergleich KG1 und KG2 [flächenhafter Linienabtrag]

In KG2 ist eine deutliche Zunahme der Druckkräfte in den Firstspießen von ca. -9 kN (Spieße oben) auf ca. -24 kN (Spieße unten) erkennbar. In der Abb. 8-24 sind die Normalkraftbeanspruchungen der Spieße ergänzend in der Draufsicht auf die einzelnen Spießlagen dargestellt. Hierbei wird nochmals die Zunahme der Druckkräfte mit abnehmendem Abstand der Stablagen zum Ausbruchrand hin, insbesondere in KG2 ersichtlich.

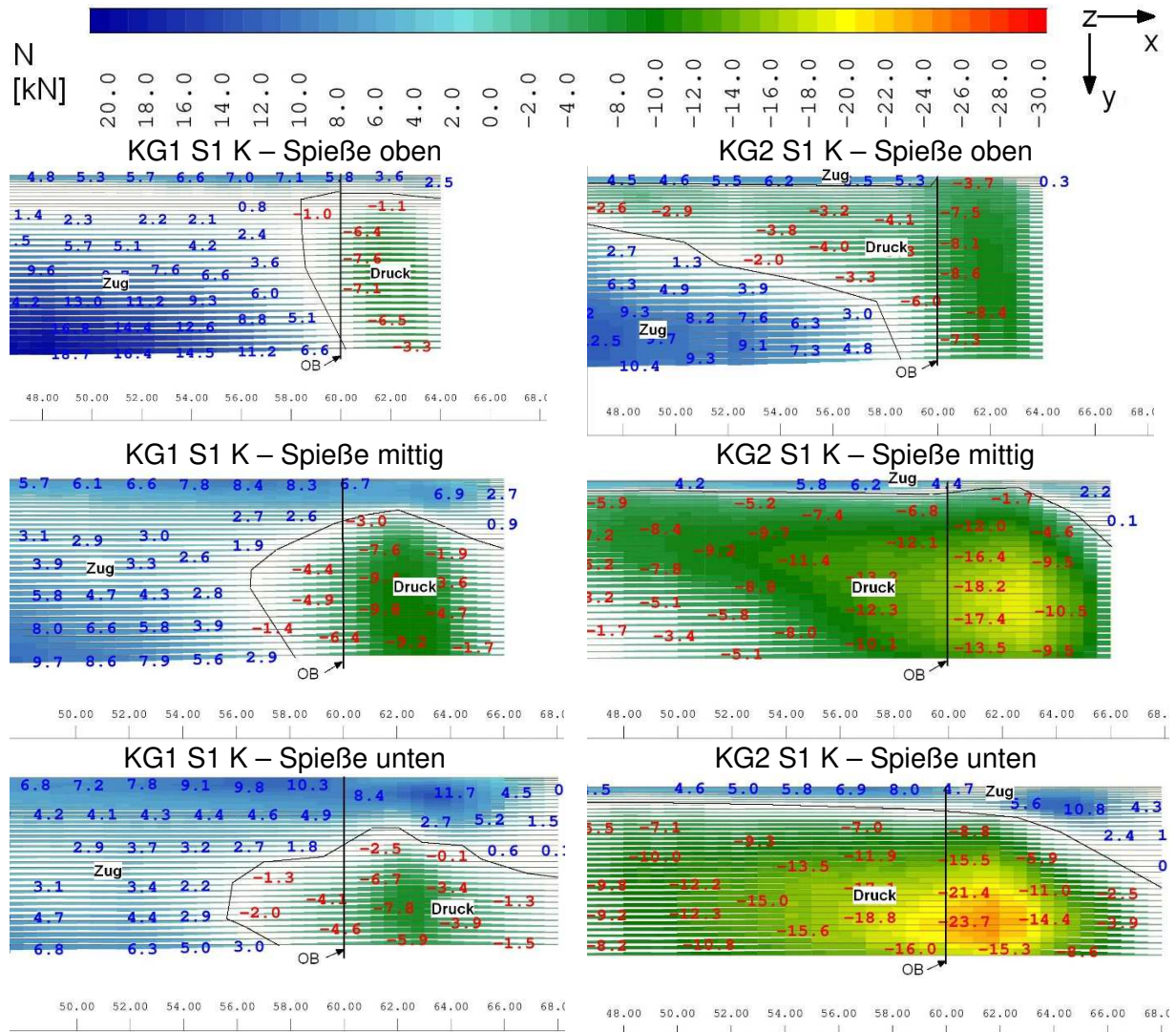


Abb. 8-24: Normalkraftverteilung im Spießschirm in der Draufsicht (x-y), alle Lagen, Vergleich KG1 und KG2 [flächenhafter Linienabtrag]

Im Anhang 12A.9 werden ergänzend die Normalkräfte in den einzelnen Spießlagen in der Ansicht (Abb. 12-A68) und der Draufsicht (Abb. 12-A69) für die KG3 und KG4 dargestellt. Die gegenüber KG1 noch höhere Festigkeit und Steifigkeit der KG4 zeigt bei der Normalkraftverteilung nur geringe Unterschiede zu den Ergebnissen der KG1 gemäß Abb. 8-23 und Abb. 8-24. Bei der schlechtesten Kennwertgruppe (KG3) ist gegenüber KG2 nochmals eine betragsmäßige Zunahme der Normalkräfte im Spießschirm festzustellen. Bei allen untersuchten Kennwertgruppen (KG1 bis KG4) ergibt sich jedoch ein gleiches Bild mit Druckkräften im Bereich der Firste und Zugkräften im Bereich der unteren Ulmen. Die Druckkräfte in den Spießlagen nehmen von oben nach unten zu.

Ein Vergleich mit den Normalkräften n_x der Spritzbetonschale, die im vorherigen Abschnitt 8.1.4, Abb. 8-13 ausgewertet wurden, zeigt, dass sich auch mit zunehmendem Abstand hinter der Ortsbrust Zugkräfte im Firstbereich in der Schale ausbilden, was auch bei den Spießern ersichtlich ist. Da die Spritzbetonschale erst nach dem Ausbruch eingebaut wird und zudem in den vorderen Abschlüssen noch sehr weich und damit nahezu spannungslos ist, kann keine Beurteilung darüber gefällt werden, ob deren Tragwirkung im

direkten Ausbruchbereich mit den Spießern vergleichbar ist. Die leichten Verformungen der Spritzbetonschale in Längsrichtung zur Ortsbrust hin, sind jedoch ein Indiz dafür, dass eine Stauchung des Bodens bzw. der Spieße in Tunnellängsrichtung am Ausbruchsbereich vorliegt. Des Weiteren entspannt sich der Boden an der Ortsbrust infolge des Ausbruchs, was zu einer Verformung entgegen der Vortriebsrichtung führt (siehe auch folgenden Abschnitt 8.1.6, Tab. 8-3). Die ursprünglich im Primärspannungszustand herrschenden Horizontalspannungen in x-Richtung werden an der ungestützten Ortsbrust zu Null. Die Spannungen lagern sich zum Ausbruchrand um bzw. werden zum Teil von den Ortsbrustankern, den Spießern als auch dem Ausbau aufgenommen. Diese Umlagerung und Bodenverformung führt zu einer Stauchung des Bodens sowie der Spieße um den Ausbruchrand im Bereich vor und kurz hinter der Ortsbrust, wodurch zum Teil die Druckkräfte in den Spießern hervorgerufen werden.

Der Einfluss der Entlastung auf die Spießnormalkräfte wird zudem in der nachfolgenden Untersuchung am Modell mit KG2 dargestellt. Hierbei wurden die Werte der Ent- und Wiederbelastungssteifigkeit E_{ur} um den Faktor 0,5 abgemindert bzw. 2,0 erhöht (siehe Abb. 8-25) und mit den Ergebnissen der sonst verwendeten Steifigkeit (Faktor 1,0) in Abb. 8-23 verglichen. Es zeigt sich, dass eine Halbierung der Entlastungssteifigkeit eine deutliche Erhöhung der Druck- und Zugkräfte im Spießschirm hervorruft. Eine Verdopplung von E_{ur} verringert dagegen die Normalkräfte in den Spießern wesentlich. Mit weiterer Erhöhung von E_{ur} z. B. um den Faktor 100 nehmen die Druckkräfte in den Spießern weiter deutlich ab. Die Bereiche, bei denen entweder Zug oder Druckkräfte in den Spießern vorliegen, bleiben dagegen unverändert.

Es ist zu beobachten, dass die untere Spießlage den größten Anteil der Druckkräfte aufnimmt. Diese Lage eilt der Ortsbrust am weitesten voraus und hat zudem den geringsten Abstand zum Ausbruchrand. Dadurch kommt dieser Lage ein wesentlicher Teil der Beanspruchung des Spießschirms zu. Auch aus dieser Betrachtung zeigt sich, dass die Ortsbrustentspannung nur einen Teil der Beanspruchung des Schirms ausmacht, da sich die Normalkräfte der drei untersuchten Spießlagen deutlich unterscheiden.

Diese grundsätzlichen Entspannungsvorgänge in Tunnellängsrichtung sind jedoch nicht die alleinigen Einflüsse auf das Tragverhalten und damit die Normalkraftverteilung im Spießschirm. Dies lässt sich damit begründen, dass sich die Druckkräfte nicht über die gesamte Höhe des Spießschirms im Bereich der Ortsbrust ausbilden, obwohl die Entspannung bzw. Ortsbrustverformungen entgegen der Vortriebsrichtung sich in nicht unerheblich Maß auch im unteren Bereich der Kalotte ausbilden, was zudem im Abschnitt 8.1.6 ersichtlich wird.

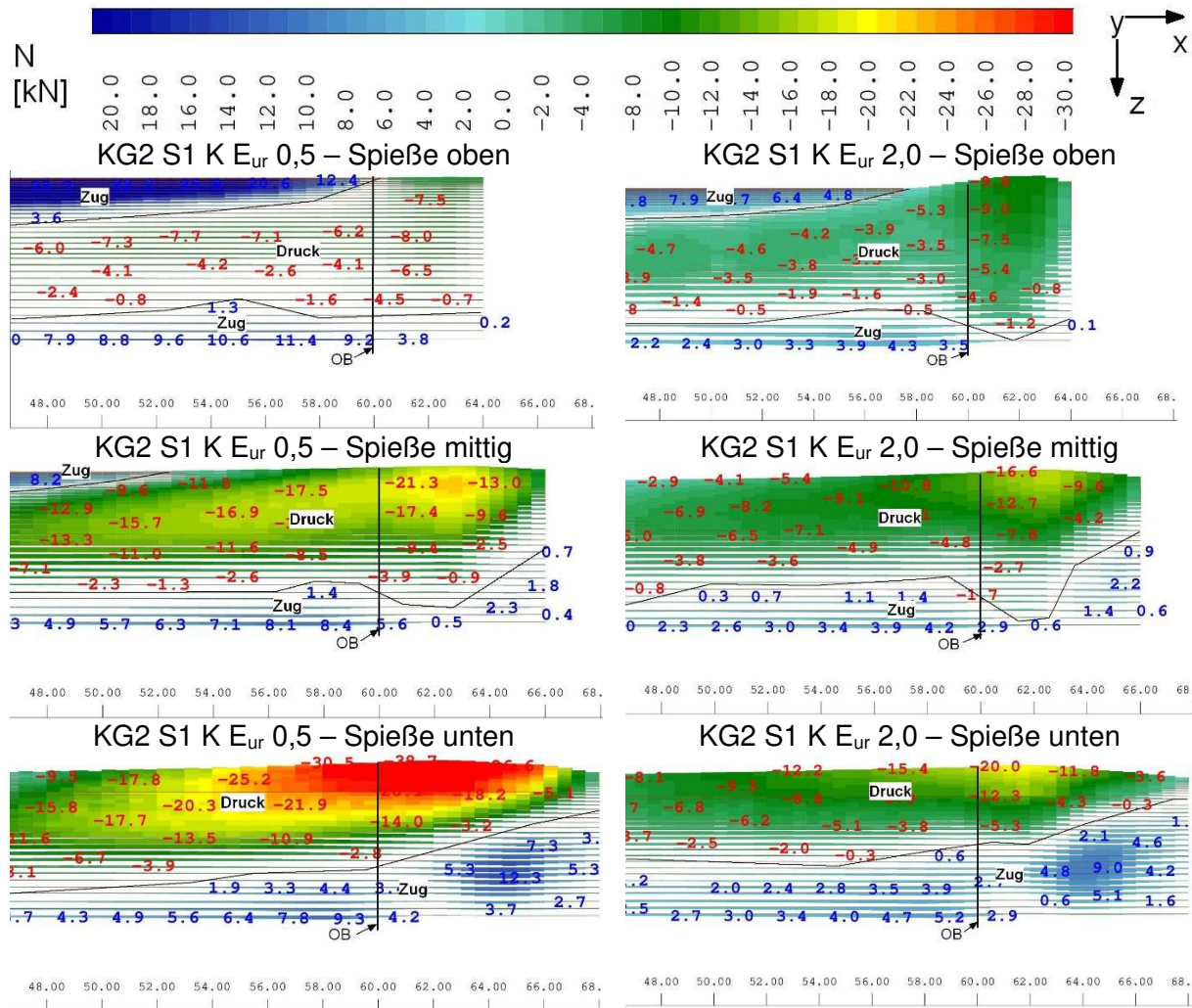


Abb. 8-25: Normalkraftverteilung im Spießschirm in der Ansicht (x-z), alle Lagen, Vergleich KG2 E_{ur} * 0,5 (80 MN/m²) und E_{ur} * 2,0 (320 MN/m²) [flächenhafter Linienabtrag]

Wird der gesamte Spießschirm als Biegebalken betrachtet, dessen Stützung im Ausbruchbereich nahezu null ist und der sich vor der Ortsbrust auf den Boden und hinter der Ortsbrust auf die Spritzbetonschale auflagert, so ergibt sich das beobachtete Bild der Normalkraftverteilung aus Druck und Zugkräften. Für den Spießschirm kann dieses Tragverhalten auch als globales Tragverhalten bezeichnet werden, wonach die Spieße der unteren Ulme im Bereich der Zugzone und die Spieße im Firstbereich in der Druckzone des fiktiven Biegebalkens angeordnet sind. Der Biegebalken ist dabei nur im Bereich des Ausbruchs weniger gestützt, wodurch sich die Normalkräfte in den Spießen mit zunehmendem Abstand hinter der Ortsbrust vergleichmäßigen.

Die Auswertung der Biegemomente in den einzelnen Spießlagen gemäß Abb. 8-26 zeigt nur geringfügige Unterschiede zwischen den Kennwertgruppen 1 und 2. Positive Biegemomente (blau) bedeuten hierbei eine Biegung in Richtung Hohlraum und negative (rot) entsprechend zum Gebirge gerichtet. Für die KG1 ist keine wesentliche Momentenbeanspruchung insbesondere im Bereich der Ortsbrust festzustellen. Die mittigen und unteren Spieße zeigen ab ca. 5 m vor der Ortsbrust keine Biegemomente, was durch die seitliche Bettung (Einbindung) im Boden erreicht wird. In den schlechteren Bodenverhältnissen gemäß KG2 ist

zumindest vor der Ortsbrust ein Biegemomentenverlauf entsprechend den theoretischen Ansätzen zum Tragverhalten gemäß Abschnitt 4.3 ersichtlich. Hierbei zeigt sich im weniger gestützten Bereich direkt vor der Ortsbrust eine Biegung zum Hohlraumrand mit jeweiligen Stützmomenten über dem Spritzbetonausbau bzw. dem 1. Gitterträger an der Ortsbrust sowie im Bereich der Einbindung im weiter vorauseilenden Gebirge. Die Momentendarstellungen zeigen ein nur leicht ausgeprägtes lokales Tragverhalten, welches qualitativ mit einfachen analytischen Modellen zum Tragverhalten von Spießschirmen vergleichbar ist. Bei den vereinfachten Modellen werden zumeist jedoch nur ein einzelner Spieß bzw. ein einzelnes Rohrschirmrohr im Bereich der Firste untersucht. Dabei wird der Einzelspieß als Träger auf zwei Stützen bzw. elastisch gebetteter Stabzug betrachtet (vgl. Abschnitt 4.3).

Mit dem hier betrachteten Momentenverlauf lässt sich das bisher angenommene Tragverhalten des Einzelspießes insbesondere im Bereich der Firste bestätigen. Es ist jedoch zu berücksichtigen, dass die hier ermittelten Biegemomente mit max. 0,4 kNm (ca. 25 % Ausnutzung der charakteristischen Tragfähigkeit M_{el}) in einem geringen Wertebereich liegen. Dies liegt daran, dass die Beanspruchung über eine große Anzahl von Spießen verteilt wird.

Zum Vergleich sind die Biegemomente an einzelnen Rohrschirmrohren in Abschnitt 4.3 von VOLKMANN und SCHUBERT (2009) mit ca. 6 kNm und ECKL (2012) mit ca. 4 kNm angegeben, was mit der geringeren Anzahl von Tragelementen begründet werden kann.

Die bereits beschriebenen Normalkräfte sind in den Einzelspiessen als auch bei der Betrachtung des gesamten Spießschirms im Vergleich zur Momentenbeanspruchung deutlich ausgeprägter. Das lokale Tragverhalten der einzelnen Spieße im Bereich der Firste (gebetteter Stabzug) wird demnach durch weitere vortriebsbedingte Einflussfaktoren, wie die horizontale Entspannung des Bodens und die Gesamtverformung des Spießschirms wesentlich überlagert.

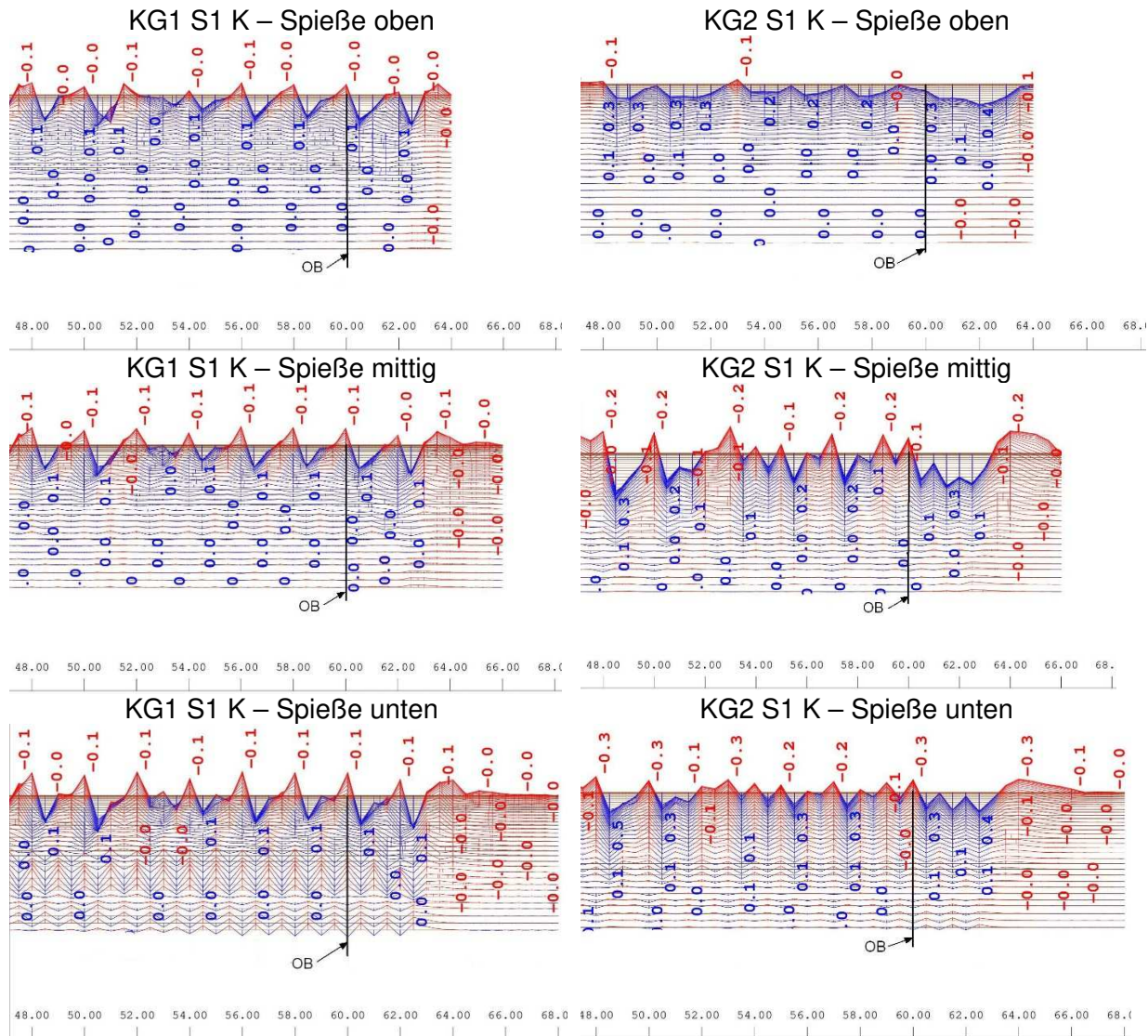


Abb. 8-26: Momentenverteilung M_y (bezogen auf die lokale Stabachse) im Spießschirm in der Ansicht (x-z), alle Lagen, Vergleich KG1 und KG2 [Linienabtrag in kNm]

Die Verformungen der Spieße zeigen in der seitlichen Ansicht gemäß Abb. 8-27 zwischen 4 und 6 m vor der Ortsbrust eine deutliche Vertikalverschiebung, die im Abschlagsbereich bereits weitgehend abgeklungen ist. Gegenüber den Längssetzungen nach Abschnitt 8.1.2 tritt der überwiegende Teil der Spießverformungen in einem relativ kurzen Bereich vor der Ortsbrust ein. Das Verformungsbild lässt insbesondere im Bereich der Firste Zugkräfte in den Spießen erwarten. Die Auswertung der Normalkräfte widerlegt dies jedoch und zeigt eine Stauchung infolge der Entspannung des Bodens in Längsrichtung an.

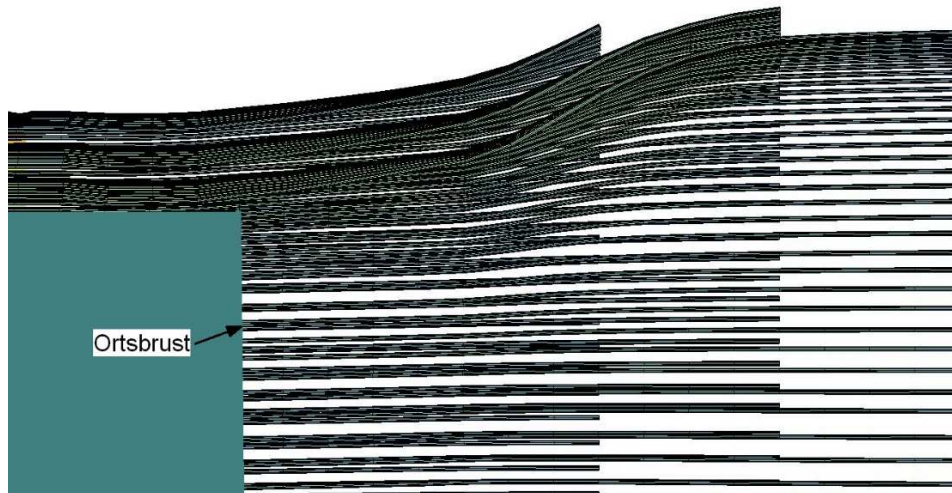


Abb. 8-27: Spießverformung im Vortriebsbereich (Ansicht x-z), alle Lagen, Darstellung 30-fach überhöht

Ein weiterer Einfluss auf die Spießnormalkräfte im Bereich des Vortriebs ergibt sich aus der Verformung der Ortsbrust. Im Nahbereich der Spieße verschiebt sich die Ortsbrust gemäß Abb. 8-28 entgegen der Vortriebsrichtung, wodurch Druckkräfte in die Spieße eingetragen werden. Ergänzend sind in Abb. 8-29 die Verschiebungen in vertikaler Richtung dargestellt.

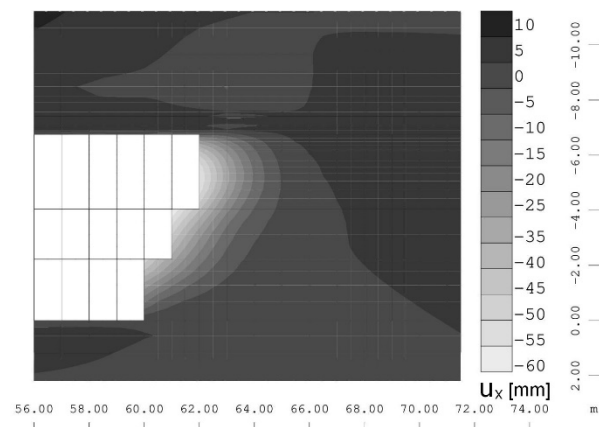


Abb. 8-28: Verschiebungen des Bodens in globale x-Richtung (M2-KG2-U10-W180-D1-V8-S1-K-0)

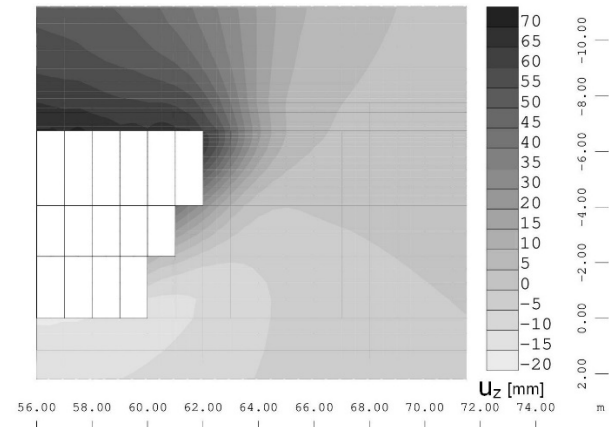


Abb. 8-29: Verschiebungen des Bodens in globale z-Richtung (M2-KG2-U10-W180-D1-V8-S1-K-0)

Aus der Betrachtung der Normalkräfte in den Spießen lässt sich feststellen, dass der Spießschirm ein globales als auch lokales Tragverhalten zeigt. Die Verformungen und Ausnutzungsgrade des umliegenden Gebirges verändern sich durch die Simulation mit aktivierten Spießen jedoch nicht nennenswert. Aus diesem Grund kann geurteilt werden, dass der Spießschirm nur auf die vortriebsbedingten Spannungumlagerungen und Verformungen des angrenzenden Gebirgsbereiches reagiert. Die ermittelten Schnittkräfte und Verformungen sind Reaktionen auf die oben genannten Einwirkungen. Ein expliziter Widerstand durch den Spießschirm, welcher den Umlagerungsprozessen entgegenwirkt, ist nur in einem geringen Maß festzustellen.

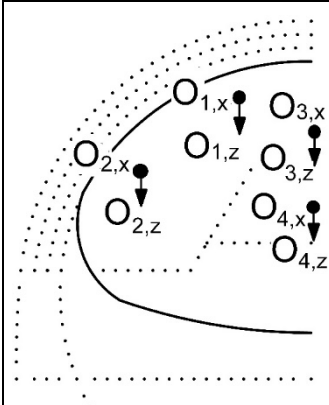
8.1.6 Ortsbruststandsicherheit

Anhand der Ortsbrustverformungen kann eine erste Einschätzung erlangt werden, ob sich hierauf signifikante Einflüsse durch die Spieße bzw. Spieße mit Injektion zeigen. Dazu wurden die Verschiebungen in Tunnellängsrichtung als auch in vertikaler Richtung an vier Punkten der Ortsbrust ausgewertet. Dabei werden zwei Punkte in der Mitte der Ortsbrust, d. h. über dem Stützkern (O_3) und am Stützkern (O_4) sowie zwei weitere Punkte in der Ulme nahe am Ausbruchrand gewählt (siehe Tab. 8-3). Die Punkte O_1 und O_2 wurden gewählt, um den Einfluss der Spieße auf die Verschiebungen in Tunnellängsrichtung gemäß Abschnitt 8.1.3 noch gezielter eingrenzen zu können.

Alleine durch die Spieße erhöhen sich die Verschiebungen in horizontaler und vertikaler Richtung an allen Punkten O , da die Ortsbrust neben dem Ausbau als weiteres Spießauflager dient. Dies wird mit geringeren Scherparametern der KG2 umso deutlicher. Eine Verringerung der Horizontalverschiebungen zum Hohlraum hin ist bei der Simulation mit Spießen auch an den beiden Punkten nahe am Ausbruchrand (O_1 und O_2) nicht ersichtlich.

Mit der Injektion im Spießschirm verringern sich die Ortsbrustverformungen jedoch deutlich. Zwischen den beiden Kennwertgruppen 1 und 2 zeigen sich signifikante Unterschiede hinsichtlich der gesamten Ortsbrustverformungen als auch bei den Auswirkungen der Injektion. Aufgrund der räumlichen Spannungsumlagerungen sind wie zu erwarten, die Verschiebungswerte in der Mitte der Ortsbrust (O_3 und O_4) am stärksten ausgeprägt.

Tab. 8-3: Knotenverschiebungen in mm an der Ortsbrust LF53, $x = 50$ m (Pfeil- und Vortriebsrichtung sind positiv definiert).

	[mm]	KG1	KG1 S1	KG1 S1 ZI	KG2	KG2 S1	KG2 S1 ZI
	$O_{1,x}$	-3,7	-4,3	-3,0	-18,8	-20,8	-9,1
	$O_{1,z}$	13,6	14,1	11,1	30,8	39,1	16,2
	$O_{2,x}$	-4,6	-5,3	-4,1	-16,8	-20,4	-10,0
	$O_{2,z}$	10,6	10,9	8,6	19,8	25,0	11,7
	$O_{3,x}$	-13,1	-14,9	-13,1	-41,3	-52,0	-30,2
	$O_{3,z}$	10,2	11,2	8,5	33,1	44,8	18,5
	$O_{4,x}$	-14,6	-15,0	-14,4	-37,1	-45,3	-29,0
	$O_{4,z}$	-2,3	-1,8	-2,7	12,3	19,3	5,5

Die Kräfte in den Ortsbrustankern zeigen, ob sich die Spieße mit und ohne Injektion auf die Ortsbruststandsicherheit auswirken. In der Abb. 8-30 sind die Normalkräfte (hier vollständig Zug) in den Ortsbrustankern der Berechnung mit Kennwertgruppe 1 ohne Spieße als auch ohne Vergütung dargestellt. Die Verteilung der Zugkräfte in den Ortsbrustankern zeigt den typischen Verlauf wie er auch bei Bodenvernagelungen auftritt. So liegt das jeweilige Maximum etwa 2 m vor der Ortsbrust. Diese Normalkraftverteilung konnte qualitativ bei allen hier vorgenommenen Berechnungsvarianten an den Modellen 1 und 2 gemäß Abschnitt 7.6

festgestellt werden. Mit sinkender Scherfestigkeit der Lockergesteine wandert das Maximum der Kräfte auf bis zu 4 m vor der Ortsbrust voraus (KG3, nicht dargestellt).

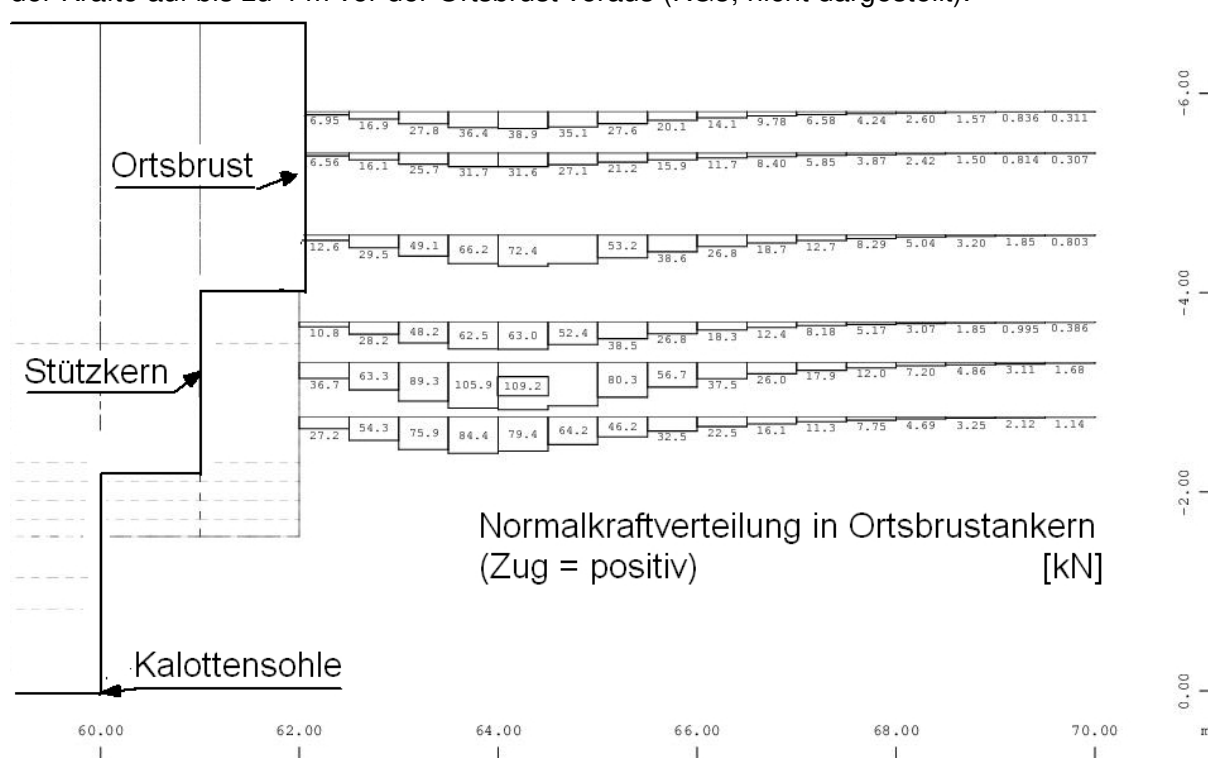


Abb. 8-30: Normalkraftverteilung in Ortsbrustankern LF 65 (Berechnung M2-KG1-U10-S0-K)

Der maximale Wert der Ankerkraft in den 12 Ortsbrustankern (im Modell 2 sind wegen der Symmetrieausnutzung 6 Ortsbrustanker angeordnet) ist im Säulendiagramm der Abb. 8-31 in Abhängigkeit der Kennwertgruppe sowie der Unterscheidung, ob Spieße mit und ohne Vergütung implementiert sind, dargestellt. In der Abb. 8-32 wird dieser Vergleich über die Summe der maximalen Ankerkräfte vorgenommen (LF65, $x = 62$ m). Die Maximalwerte als auch die Summe der Maximalwerte zeigen eine deutliche Abhängigkeit von den Bodeneigenschaften (KG1 bis KG4). Wie auch bei analytischen Nachweisen der Ortsbruststandsicherheit steigt die erforderliche Ankerkraft mit abnehmender Scherfestigkeit des Bodens. Die Spieße im Modell (S1 K) bewirken gegenüber der Simulation ohne Spießschirm (S0 K) insbesondere bei schlechten Böden eine Verringerung der Normalkräfte in den Ortsbrustankern, die jedoch nicht mehr als ca. 5 % beträgt. Wird zusätzlich zu den Spießern eine Zementvergütung im Schirm simuliert (S1 ZI), werden die Ankerkräfte zumindest in den schlechten Gebirgsverhältnissen der KG3 nochmals leicht reduziert.

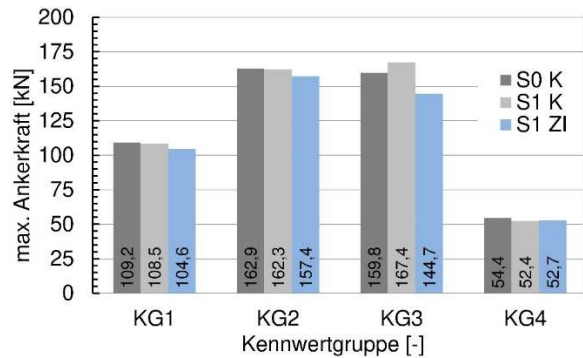


Abb. 8-31: maximale Ankerkraft (Zug) in den Ortsbrustankern

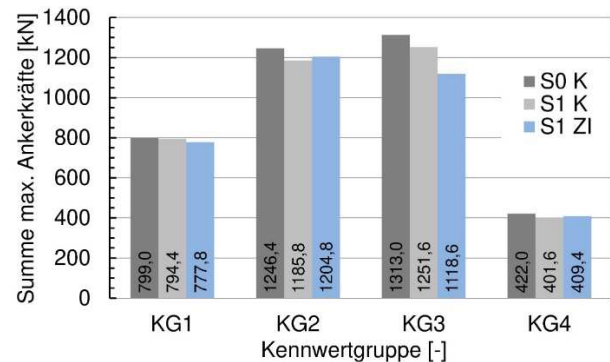


Abb. 8-32: Summe der maximalen Zugkräfte der 12 Ortsbrustanker

Die Ortsbrustverformungen und Kräfte in den Ortsbrustankern zeigen ein uneinheitliches Bild. Die Verformung der Ortsbrust als Bewertungskriterium für die Ortsbruststandsicherheit würde zeigen, dass die Spieße die Standsicherheit leicht verringern, eine zusätzliche Injektion diese jedoch deutlich erhöhen würden. Die Zugkräfte in den Ortsbrustankern zeigen dagegen nur eine geringfügige Stabilisierung der Ortsbrust durch die Zementinjektion im Schirm. Auch tragen die Spieße im sehr begrenzten Maß dazu bei. Für eine abschließende Bewertung wird der Ausnutzungsgrad des Gebirges im Längsschnitt der Tunnelachse (Abb. 8-33) anhand der Simulationsergebnisse mit KG2 betrachtet. Zur besseren Übersichtlichkeit sind nur Ausnutzungsgrade $> 0,8$ hervorgehoben. Der Bereich vor der Ortsbrust zeigt bei den drei unterschiedlichen Varianten keine wesentlichen Veränderungen der Gebirgsausnutzung. Lediglich im Bereich der Spieße bzw. des injizierten Spießschirms sind sehr lokal geringere Ausnutzungsgrade festzustellen. Anhand der Abb. 8-33 ist somit kein nennenswerter Einfluss des reinen Spießschirms als auch des Spießschirms mit Zementinjektion auf die Ortsbruststandsicherheit festzustellen. Im Bereich der Überlagerung nimmt der Ausnutzungsgrad durch die Zementinjektion im Spießschirm dagegen deutlich ab, d. h. ein vergüteter Schirm reduziert das Risiko von Niederbruch deutlich. Bei der Simulation mit Spießsen ohne Injektion ist dies nicht ersichtlich.

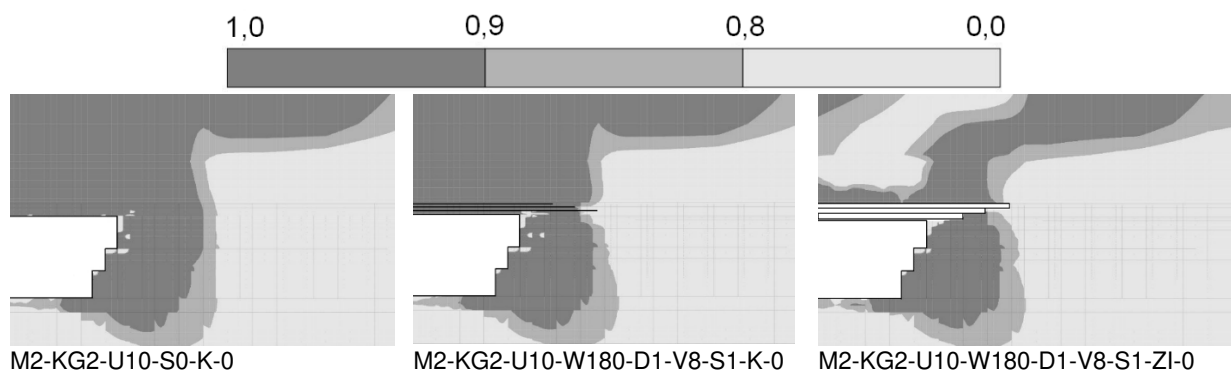


Abb. 8-33: charakteristischer Ausnutzungsgrad μ des Gebirges in Tunnellängsrichtung

Eine Erhöhung der Ortsbruststandsicherheit wird jedoch durch die Verwendung einer größeren Anzahl von Ortsbrustankern erreicht (ERFURTH 2016), (FILLIBECK und KLINGER 2017). Zudem haben PÖTTLER et al. (2004) mittels 3D-FEM Simulationen festgestellt, dass eine Entlastung der Ortsbrust erreicht wird, wenn das

Schirmgewölbe in Querrichtung geschlossen ist und weit genug vorausseilt. Allerdings ist in PÖTTLER et al. (2004) die modellierte vorausseilende Länge nicht angegeben. Eine weitere Simulation von PÖTTLER et al. (2004) mit 12 m langen Spießen zeigt eine Reduktion der Ortsbrustverformungen und Oberflächensetzungen, wobei keine Angaben zu den angesetzten Durchmessern der Spieße gemacht werden.

Die Auswertung der maximalen Druckspannungen am Vortriebsbereich zeigen eine Verringerung der Druckspannungen vor der Ortsbrust infolge der Spieße sowie der Spieße mit Vergütung (Abb. 8-34). Dies konnte anhand der Betrachtung der Ausnutzungsgrade gemäß Abb. 8-33 nicht festgestellt werden, da diese nur den Abstand zur Bruchgeraden gemäß Mohr-Coulomb nicht jedoch das Spannungsniveau beschreiben. Die Simulation ohne Spieße (S0-K) zeigt die Ausbildung eines vertikalen Gewölbes vor der Ortsbrust, welches die Lasten ober und unterhalb der Ortsbrust in horizontaler Richtung abträgt. Aus der Simulation mit Spießen (Abb. 8-34, S1-K) geht hervor, dass die Spieße die Lasten bereits weiter vor der Ortsbrust aufnehmen, wodurch sich die im vorherigen Abschnitt beschriebenen Druckkräfte in den Stäben erklären lassen. Dieser Unterschied wird durch die Darstellung der in Vortriebsrichtung gerichteten Spannungen in Abb. 8-35 ersichtlicher. Eine deutliche Spannungskonzentration ist im Bereich des vergüteten Schirms festzustellen (Abb. 8-34, S1-ZI). Hier kommen noch die Spannungsanteile aus der Quertragwirkung des Schirms hinzu, was an der dunklen Färbung erkennbar ist.

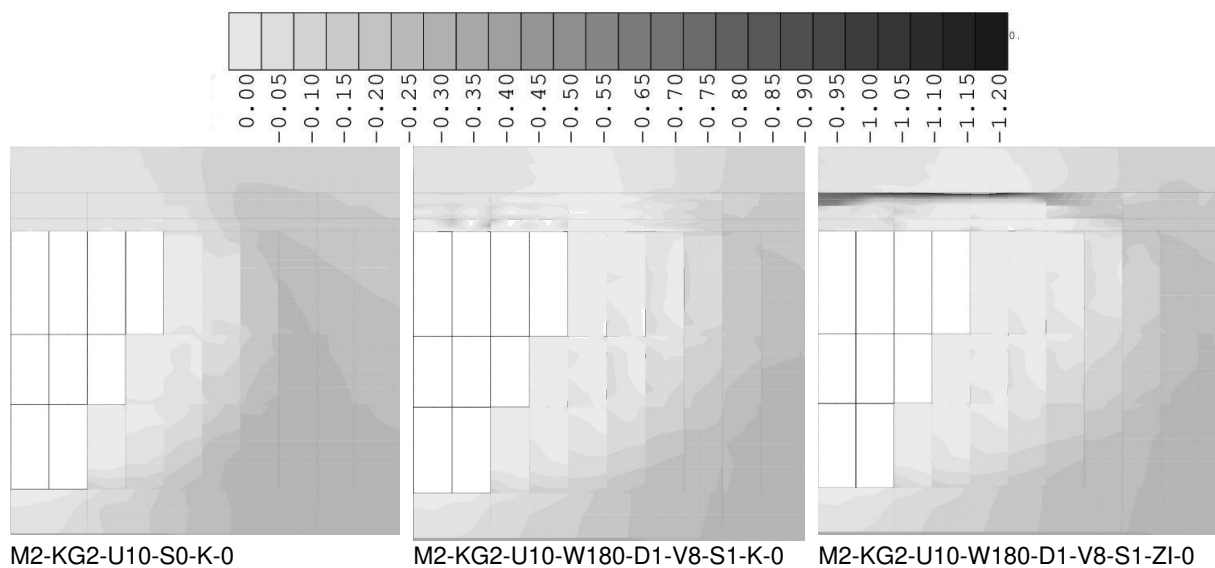


Abb. 8-34: Hauptspannung III in MPa (max. Druckspannung) im Boden am Längsschnitt des Vortriebsbereichs

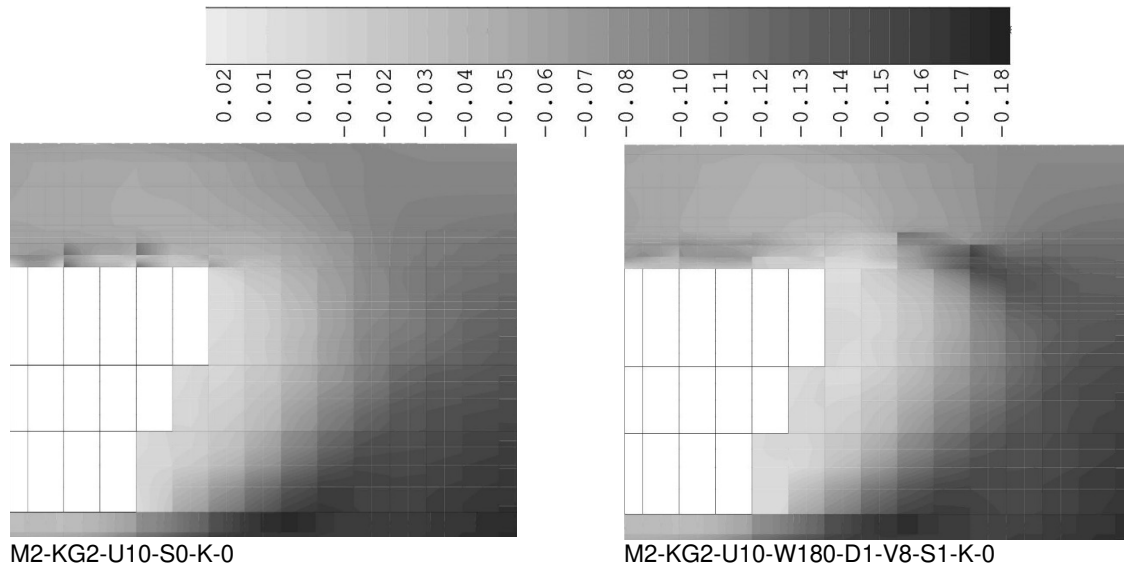


Abb. 8-35: Spannungen in globale x-Richtung in MPa im Boden am Längsschnitt des Vortriebsbereichs

Durch die Betrachtung der inkrementellen Verschiebungen für einen Abschlag am Vortriebsbereich werden weitere Besonderheiten deutlich. Im ersten Bild sind diese für die Simulation ohne Spieße und ohne Vergütung im Schirmgewölbe dargestellt (siehe Abb. 8-36). Es folgen die Darstellungen der Simulationen mit Spießern ohne Vergütung sowie mit Spießern und Zement- sowie Polyurethaninjektion.

Die Ergebnisse der Simulationen ohne und mit reinen Spießern zeigen deutlich größere inkrementelle Verschiebungen als die Simulationen mit injizierten Spießschirm. Bei diesen Bauweisen ist demnach eher mit einem lokalen Ortsbrustversagen zu rechnen.

Eine Verringerung der Verschiebungsinkremente ist durch die Vergütung des Spießschirms mittels Zementinjektion (ZI) und Polyurethaninjektion (PI) gemäß Abschnitt 12A.5.2 ersichtlich. Hierbei zeigt sich zudem eine Unterbrechung der Inkremente innerhalb und oberhalb des Schirmgewölbes. Gegenüber der ZI führt die PI zu einer weiteren Verringerung der inkrementellen Verschiebungen.

Im Allgemeinen zeigen die Verschiebungsbilder der Abb. 8-36 eine gute Übereinstimmung mit den Ergebnissen zur Ortsbruststandsicherheit aus experimentellen Zentrifugenversuchen nach CHAMBON und CORTÉ (1994).

Im Gebirge mit größerer Steifigkeit (KG1) sind die Unterschiede zwischen den o. g. Simulationen deutlich geringer (vgl. Abb. 8-37).

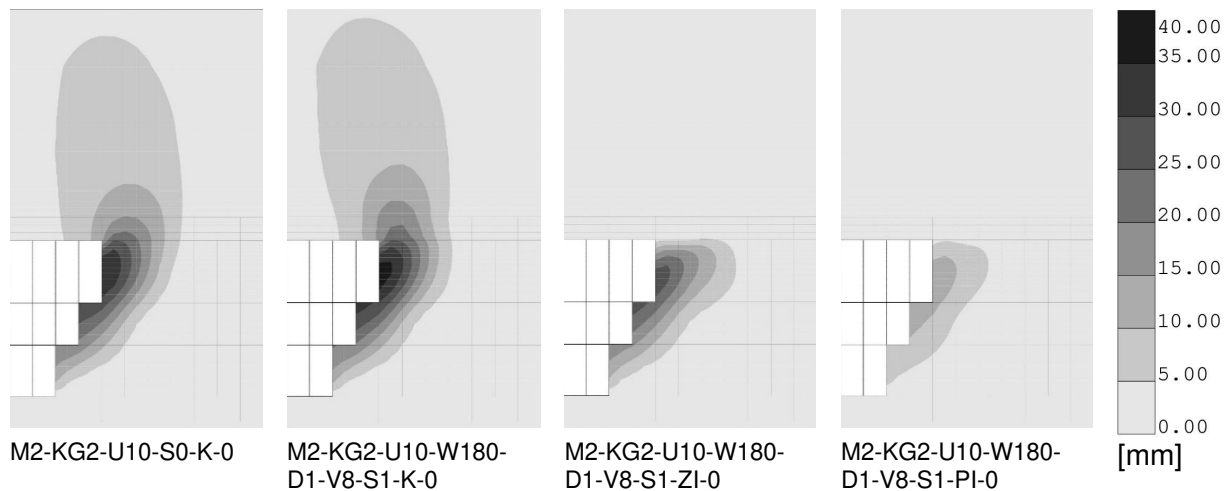


Abb. 8-36: Verschiebungszunahmen (vektoriell) in mm infolge eines 1 m langen Abschlages am Beispiel des Lastfalls 63 in KG2

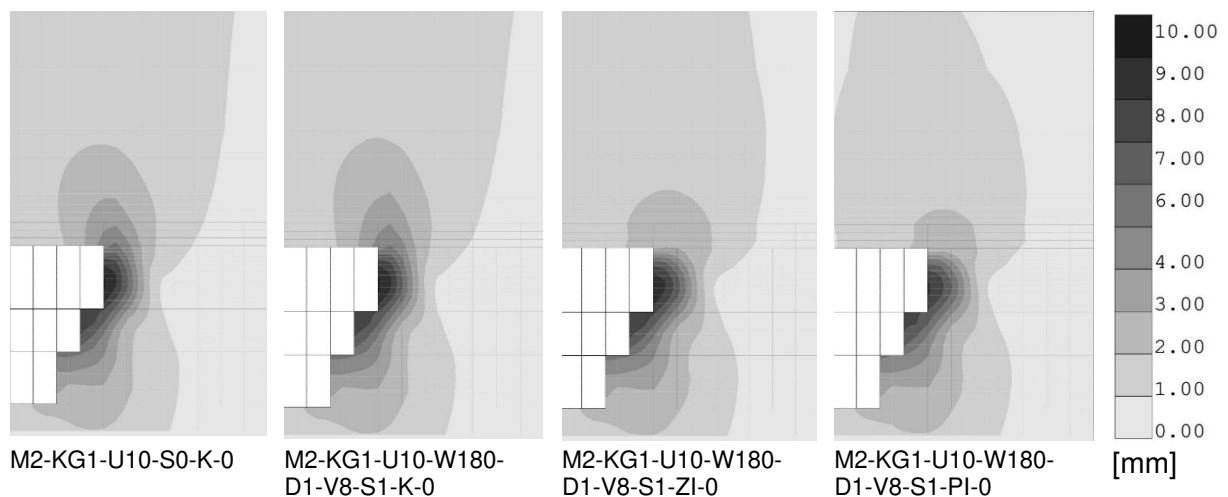


Abb. 8-37: Verschiebungszunahmen (vektoriell) in mm infolge eines 1 m langen Abschlages am Beispiel des Lastfalls 63 in KG1

8.1.7 Zusammenfassung

Mit abnehmender Scherfestigkeit und Steifigkeit der nichtbindigen Böden steigt die Effektivität von Injektionen im Schirmgewölbe im Hinblick auf eine Reduzierung der vortriebsbedingten Oberflächensetzungen. Dabei zeigt sich auch eine Reduzierung der Setzungsanteile infolge des Strossen-Sohlvortriebs.

Eine Injektion über die Spieße in schlechten Baugrundverhältnissen reduziert nicht nur die Setzungen signifikant, sondern erhöht auch die Gesamtstandsicherheit des Vortriebs deutlich. Die Ortsbruststandsicherheit bleibt davon jedoch weitgehend unberührt, obwohl die Ortsbrustverformungen durch die Injektion deutlich geringer ausfallen. Wie bei den Oberflächensetzungen ist dieser Aspekt allerdings nur wesentlich bei schlechten Baugrundverhältnissen hervorzuheben.

Unabhängig von den Gebirgskennwerten zeigt sich kein Einfluss der Spieße ohne Injektion auf die Oberflächensetzungen. Lediglich die Verschiebungen in Tunnellängsrichtung direkt am Ausbruchsrand werden verringert. Auch die Ortsbrust- sowie Gesamtstandsicherheit wird infolge der Spieße nicht signifikant erhöht. Die Spieße zeigen in der implementierten Form als Stabelemente nur sehr lokal Einflüsse auf die Ausnutzung des Gebirges oder die Verformungen im Vortriebsbereich.

Die Beanspruchung im Ausbau ist ebenfalls stark von den jeweiligen Gebirgskennwerten abhängig. Diese Abhängigkeit kann durch eine Injektion im Schirmgewölbe jedoch deutlich reduziert werden, was die Annäherung der Beanspruchung in Haupttragrichtung bei KG1 und KG2 zeigt. Reine Spieße ohne Injektion haben dagegen keinen signifikanten Einfluss auf die Ausbaubeanspruchung.

Alle Untersuchungen gemäß Abschnitt 8.1 wurden am Modell M2 W180 D1 V8, welches ein 1 m dickes und 8 m vorseilendes Schirmgewölbe berücksichtigt, durchgeführt. Durch den festgestellten signifikanten Einfluss einer Injektion am Spießschirm auf die Oberflächensetzungen ergeben sich weitere Fragestellungen im Hinblick auf die Effektivität der geometrischen Ausprägung als auch der Festigkeit und Steifigkeit des Gewölbes. Dementsprechend werden im Abschnitt 8.2 die geometrischen und im Abschnitt 8.3 die mechanischen Eigenschaften des vergüteten Schirmgewölbes variiert.

8.2 Variation der geometrischen Randbedingungen

8.2.1 Allgemeines Tragverhalten des vergüteten Schirmgewölbes

Da im Abschnitt zuvor bereits festgestellt wurde, dass nur ein vergütetes Schirmgewölbe eine wesentliche Tragwirkung mit einer damit verbundenen Verformungsreduzierung erreicht, werden im Folgenden die wichtigsten Randbedingungen eines Schirmgewölbes im Hinblick auf deren Effektivität untersucht. Exemplarisch wird dazu zunächst die Spannungsverteilung in einem massiven Schirmgewölbe dargestellt (M1 KG1 U30 W180 D2 V10 S0 DS Z). Im Längsschnitt entlang der Tunnelachse gemäß Abb. 8-38 wird ersichtlich, dass sich im Vortriebsbereich deutliche Längs-Druckspannungen (x-Richtung) im Schirm einstellen, die sich mit zunehmendem Abstand hinter der Ortsbrust abbauen. Wenn keine Zugfestigkeit im Schirm angesetzt wird, reichen die o. g. Druckspannungen weniger weit hinter die Ortsbrust (ohne Darstellung).

Die Spannungen in Querrichtung (y-Richtung) sind deutlich größer als die in x-Richtung und bleiben auch bei größerem Abstand zur Ortsbrust bestehen (siehe Abb. 8-39). Die Längstragwirkung eines Schirmgewölbes spielt somit nur im Vortriebsbereich eine Rolle. Die Quertragwirkung bleibt dagegen auch im stationären Bereich aktiv und ist dementsprechend für die verformungsreduzierende Wirkung des Schirmgewölbes maßgeblich.

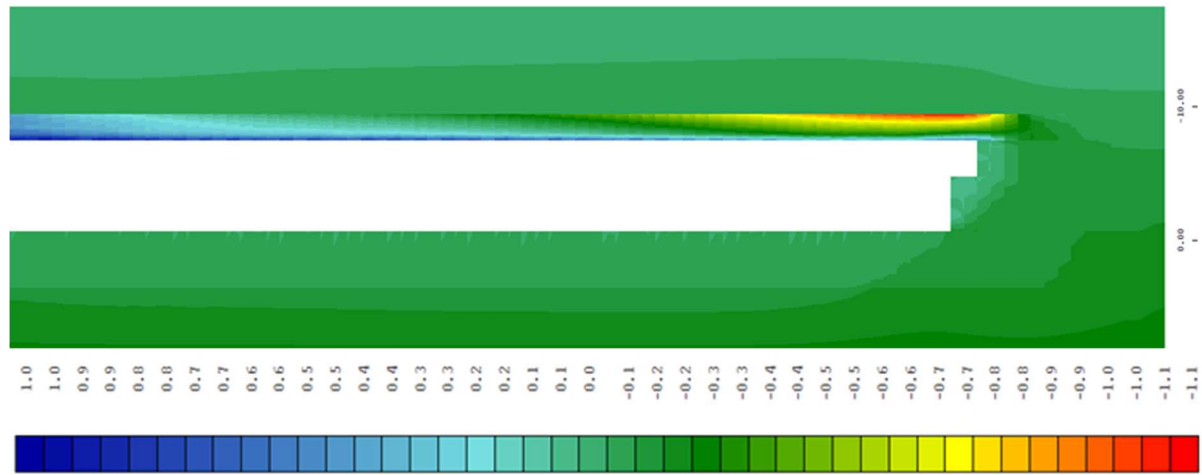


Abb. 8-38: Spannungen in globale x-Richtung in MPa am Längsschnitt des Modells 1

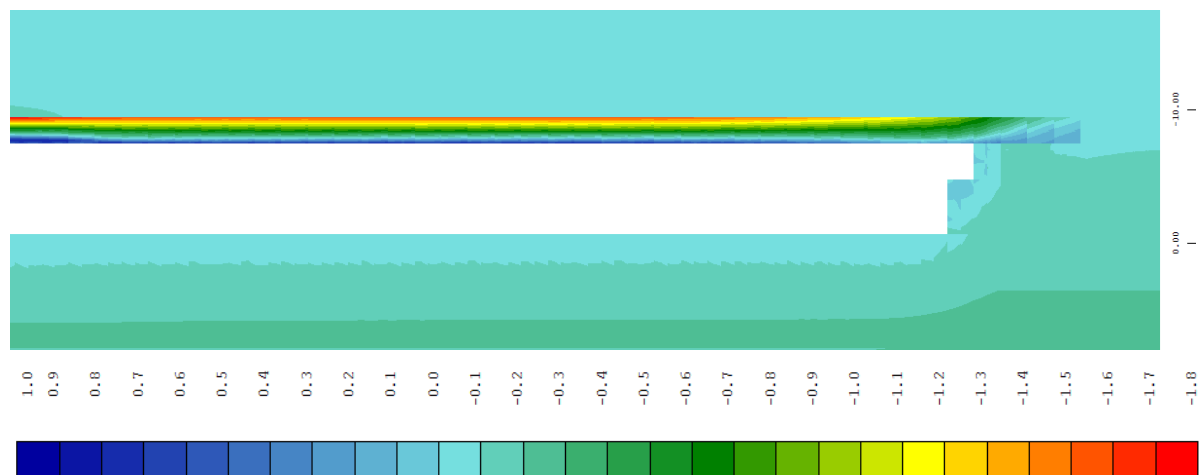


Abb. 8-39: Spannungen in globale y-Richtung in MPa am Längsschnitt des Modells 1

8.2.2 Überdeckung

Die Variation der Überdeckung mit 1D (10 m), 2D (20 m) und 3D (30 m) am Modell 1 zeigt deutliche Unterschiede bei dem Einfluss des Schirmgewölbes. Zunächst wurde für den Vergleich jeweils eine Simulation ohne ein vergütetes Schirmgewölbe vorgenommen. Bei diesen Simulationen, welche als graue Linien in den Abb. 8-40 und Abb. 8-41 dargestellt sind, stellt sich bei den verschiedenen Überdeckungen ein nahezu identischer Wert der maximalen Oberflächensetzung an der Tunnelachse ein. Mit zunehmender Überdeckung wird die Setzungsmulde flacher, was sich positiv auf die max. Tangentenrichtungen und somit auf das Schadenspotential auswirkt. Mit dem Strossen-Sohlvortrieb kommen weitere Setzungsanteile von rund 10 % der Gesamtsetzungen hinzu.

Für die Simulationen mit Schirmgewölbe wurde dieses, bestehend aus einer 2 m dicken Zementinjektion, welche die gesamte Kalotte abdeckt, modelliert.

Dieses Schirmgewölbe kann die von der Überdeckung abhängige Oberflächensetzung signifikant reduzieren. Bei einer Überdeckung von 2D und 3D sind die Setzungsdifferenzen im Vergleich zum Vortrieb ohne Schirmgewölbe jedoch in etwa gleich groß. Grund hierfür sind die Spannungumlagerungsprozesse, welche in TERZAGHI (1943) und TERZAGHI (1946) beschrieben werden. Mit zunehmender Überdeckung kann sich im Boden über dem Hohlraum ein natürliches Druckgewölbe ausbilden. Diese Spannungumlagerung wird für Lastannahmen zur analytischen Berechnung (Schnittgrößenermittlung und anschließende Bemessung) von Tunneln im Lockergestein berücksichtigt. Hierbei wird vereinfacht davon ausgegangen, dass die Vertikalbelastung p_z auf den Tunnel ab einer Überdeckung von 2D bis 3D nicht weiter im Verhältnis $p_z = \gamma \cdot h$ zunimmt, sondern von den Scherparametern des Bodens abhängt und sich einem Maximum nähert. Für eine genauere Berücksichtigung der Belastung wurden bereits von DUDDECK (1980) Kontinuumsberechnungen empfohlen. Bei den vorliegenden Berechnungen bildet sich bereits mit geringerer Überdeckung eine Spannungumlagerung im Bereich der Überdeckung aus (die oben genannten Theorien liegen somit auf der sicheren Seite). Aus diesem Grund steigt die Effektivität des Schirmgewölbes im Hinblick auf eine Reduzierung der Setzungen erst mit geringerer Überdeckung.

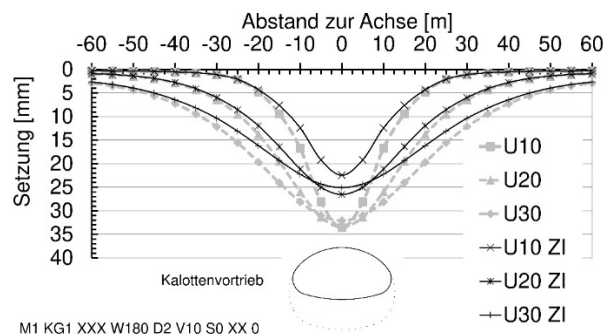


Abb. 8-40: Quersetzungsmulden nach Kalottenvortrieb

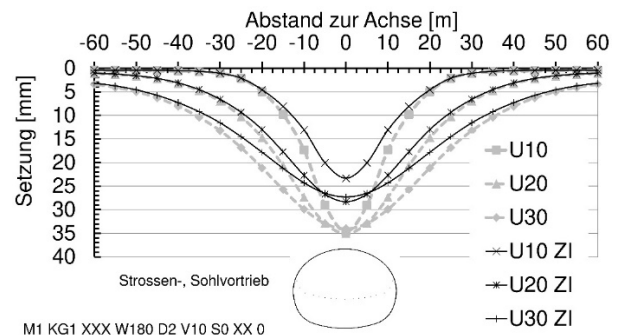


Abb. 8-41: Quersetzungsmulden nach Strossen-, Sohlvortrieb (Gesamtsetzungen)

8.2.3 Vorauseilende Länge des Schirmgewölbes

Die vorauseilende Länge des Schirmgewölbes, bestehend aus Spieß (S1 K) bzw. Spieß und Zementinjektion (S1 ZI), wurde am Modell 2 zwischen 4 m (V4) und 10 m (V10) variiert. Aufgrund der in Abschnitt 7.4.3 beschriebenen praxisnahen, schrittweisen Vortriebsimulation nimmt die vorauseilende Länge mit den beiden Ausbruchsritten um jeweils 1 m ab, sodass die minimale vorauseilende Länge zwischen 2 m (V4) und 8 m (V10) beträgt bevor die Verlängerung der Spieße (erneuter Einbau) aktiviert wird.

Im Hinblick auf eine Setzungsreduzierung wurde bereits im Abschnitt 8.1.2 festgestellt, dass die Spieße mit 8 m vorauseilender Länge nicht zu einer Setzungsreduzierung beitragen, wenn nicht zusätzlich auch eine Injektion vorgenommen wird. Dies wird auch bei den Berechnungen mit 4, 6 und 10 m langen Spieß ersichtlich (vgl. Abb. 8-42 und Abb. 8-43). Bei den Gesamtsetzungen (nach Strossen-Sohlvortrieb) ergeben sich für die Berechnungen

mit kurzen Spießen um ca. 10 % größere Setzungen gegenüber der Referenzberechnung ohne aktivierte Spieße. Dies kann unter Berücksichtigung der theoretischen Grundlagen gemäß Abschnitt 4.3 auf die zu geringe Einbindung der Spieße vor dem potenziellen Bruchkörper zurückgeführt werden.

Wie bereits im Abschnitt 8.1.2 beschrieben, kann durch eine Vergütung des Schirmgewölbes (hier durch Zementinjektion) eine signifikante Setzungsreduzierung erreicht werden. Bereits bei einer geringen vorausseilenden Länge von 2 bis 4 m (V4) wird gemäß Abb. 8-44 und Abb. 8-45 eine deutliche Setzungsreduzierung erreicht. Mit größerer vorausseilender Länge können die Setzungen nochmals reduziert werden, wenn auch in einem deutlich geringeren Verhältnis zu V4. Ab einer vorausseilenden Länge zwischen 6 bis 8 m (vgl. V8 und V10 in Abb. 8-44 und Abb. 8-45) kann keine weitere Abnahme der Oberflächensetzungen festgestellt werden.

Als Ergebnis dieser Simulationen zur vorausseilenden Länge ist festzustellen, dass die Quertragwirkung des Schirmgewölbes von wesentlicher Bedeutung ist, nicht jedoch eine weit vorausseilende Länge.

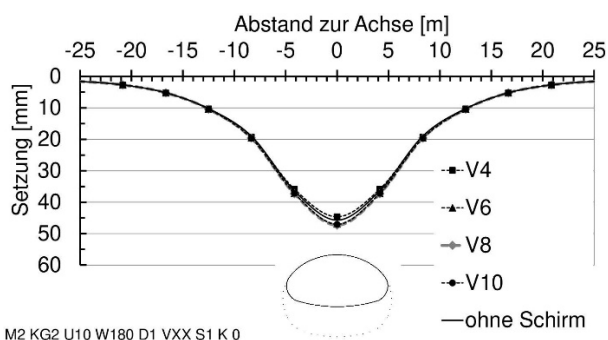


Abb. 8-42: Quersetzungsmulden nach Kalottenvortrieb

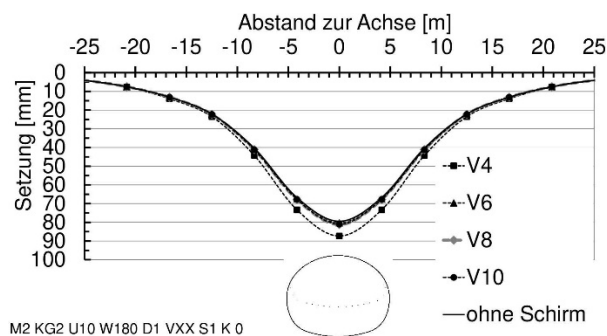


Abb. 8-43: Quersetzungsmulden nach Strossen-Sohlvortrieb (Gesamtsetzungen)

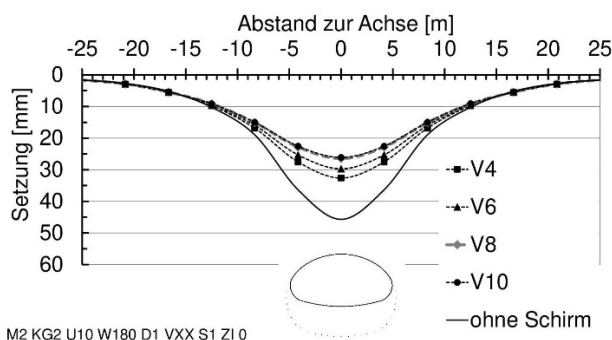


Abb. 8-44: Quersetzungsmulden nach Kalottenvortrieb

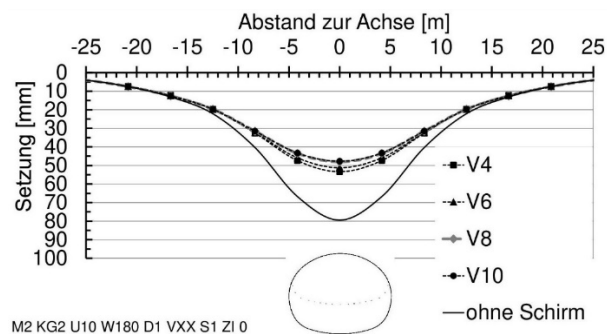


Abb. 8-45: Quersetzungsmulden nach Strossen-Sohlvortrieb (Gesamtsetzungen)

8.2.4 Dicke des Schirmgewölbes

Am Modell 1 wurde die Dicke D des Schirmgewölbes aus Zementinjektion (ZI) in 0,5 m Abständen von 0,5 bis 2,0 m variiert (siehe auch Abb. 7-24 in Abschnitt 7.4.4). Der Einfluss auf die Oberflächensetzungen ist mit den Quersetzungsmulden der Abb. 8-46 und Abb. 8-47 dargestellt. Hierbei zeigt sich, dass bereits ein 0,5 m dickes Schirmgewölbe (D0.5 ZI) gegenüber der Simulation ohne Schirmgewölbe (K) eine deutliche Setzungsreduzierung hervorruft. Mit den weiteren Simulationen (D1.0 ZI, D1.5 ZI und D2.0 ZI) sind die Differenzbeträge der Setzungsreduzierung deutlich geringer. Nach dem Strossen-Sohlvortrieb ergibt sich das gleiche Bild, die Beträge sind jedoch jeweils geringfügig größer. Hervorzuheben ist, dass sich die Breite der Setzungsmulden durch ein Schirmgewölbe nicht verändert, da diese ab einem Abstand zur Achse von ca. 15 m nahezu identisch verlaufen.

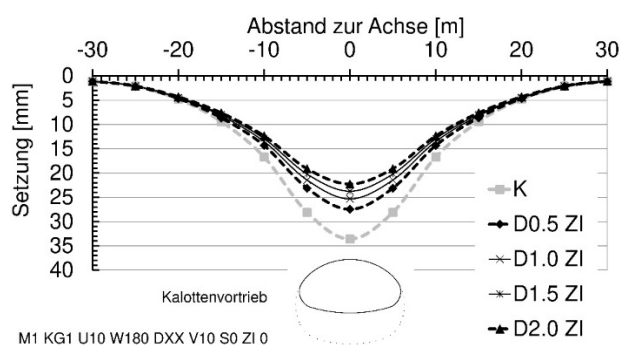


Abb. 8-46: Quersetzungsmulden nach Kalottenvortrieb

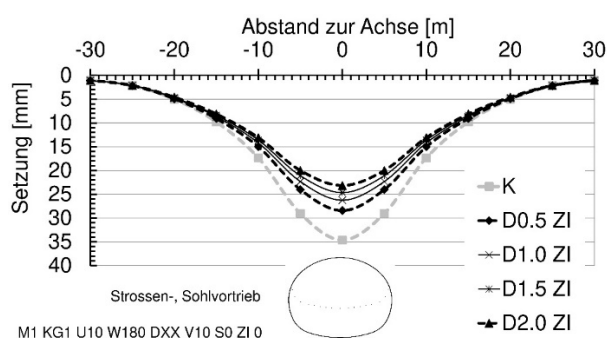


Abb. 8-47: Quersetzungsmulden nach Strossen-Sohlvortrieb (Gesamtsetzungen)

Am Modell 2 wurde die Dicke D des Schirmgewölbes aus Zementinjektion (ZI) in 0,33 m Abschnitten von 0,33 bis 1,0 m variiert, um die Unterschiede bei verhältnismäßig geringen Dicken und verschiedenen Kennwertgruppen (KG) zu untersuchen. Bei diesen Variationen wurden keine Spieße im Schirm berücksichtigt. Hierbei zeigt sich bei KG1 eine nahezu lineare Abnahme der maximalen Oberflächensetzung mit zunehmender Dicke bis 1 m. Für KG2 ist ein asymptotischer Verlauf der Setzungsreduzierung bei zunehmender Schirmgewölbedicke festzustellen. Abb. 8-48 stellt die Verläufe in Abhängigkeit der Schirmgewölbedicke für KG1 und KG2 nach Kalottenvortrieb (KV) und Strossen-Sohlvortrieb (SSV) dar.

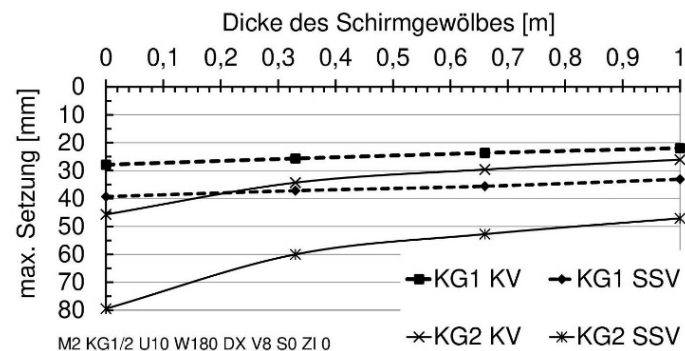


Abb. 8-48: Bezug der max. Oberflächensetzung zur Schirmgewölbedicke am Modell 2

8.2.5 Bogenlänge des Schirmgewölbes

Der Bogen, mit dem das Schirmgewölbe die Kalotte überspannt bzw. abdeckt, wurde am Modell 1 in 30° Schritten von 90° bis 180° variiert (siehe auch Abb. 7-24 im Abschnitt 7.4.4). Nach dem Kalottenvortrieb (siehe Abb. 8-49) ist bereits mit einem 2 m dicken Schirmgewölbe (D2.0), welches die Kalotte nur mit einem Winkel von 90° überspannt, eine leichte Reduzierung der Oberflächensetzungen erkennbar. Signifikanter wird die Abnahme der Setzungen jedoch, wenn die Spannweite des Schirmgewölbes 150°, besser noch 180° beträgt. Am Schirmgewölbe mit 1 m Dicke (D1.0) ist bei einer Abdeckung von 90° und 120° keine wesentliche Reduzierung der Oberflächensetzungen festzustellen (siehe Abb. 8-51). Eine relevante Verminderung der Setzungen wird erst mit einer Abdeckung von 150° bzw. 180° erreicht.

Nach dem Strossen-Sohlvortrieb (siehe Abb. 8-50) nimmt die Effektivität der Setzungsreduzierung durch das Schirmgewölbe geringfügig ab, weil die Setzungsunterschiede gegenüber der Simulation ohne Schirmgewölbe (K) nicht mehr so deutlich ausfallen wie nach dem Kalottenvortrieb. Am 1 m dicken Schirmgewölbe ist dies noch stärker ausgeprägt (siehe Abb. 8-52). Grund hierfür sind die Konzentrationen der Vertikalspannungen im Bereich der Aufstandsfläche des Schirmgewölbes, welches oberhalb der Strosse endet. Mit dem Ausbruch der Strosse wird entlang dieses stark belasteten Bereichs ausgehoben, wodurch diesem ein großer Teil des passiven Erddrucks entzogen wird. Zudem wird die stützende, temporäre Kalottensohle entfernt. Neben der Abnahme des Grundbruchwiderstands kommt es hierbei zu einer Zunahme der Verformungen.

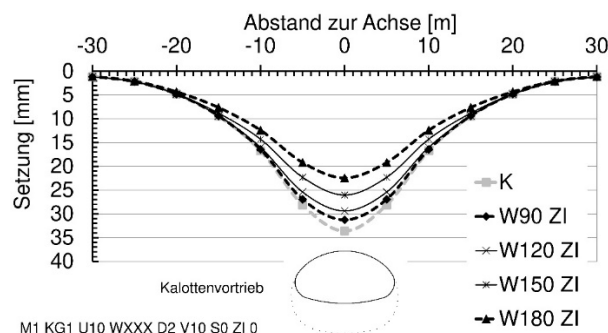


Abb. 8-49: Quersetzungsmulden nach Kalottenvortrieb (D2.0)

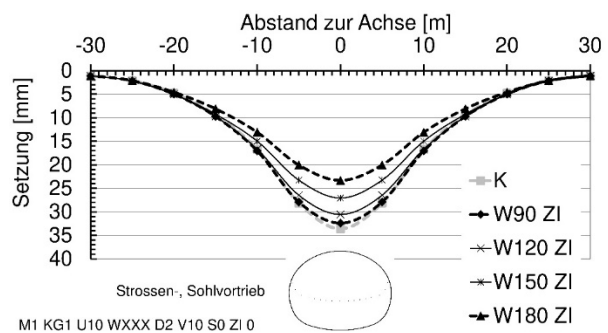


Abb. 8-50: Quersetzungsmulden nach Strossen-Sohlvortrieb (Gesamtsetzungen, D2.0)

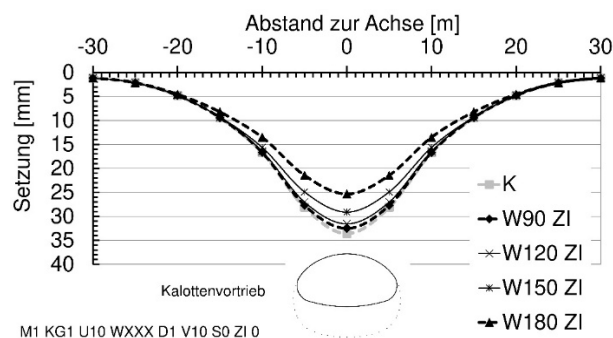


Abb. 8-51: Quersetzungsmulden nach Kalottenvortrieb (D1.0)

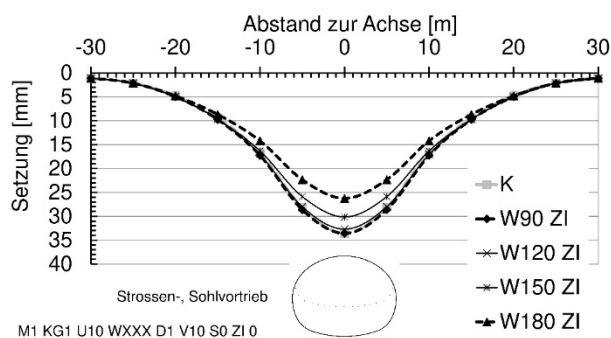


Abb. 8-52: Quersetzungsmulden nach Strossen-Sohlvortrieb (Gesamtsetzungen, D2.0)

Am Modell 2 wurden ebenfalls Simulationen mit unterschiedlichen Bogenlängen des Schirmgewölbes vorgenommen. Die folgenden Auswertungen zeigen dabei an mittels Zementinjektion vergüteten Spießschirmen (ZI), welche Auswirkungen die Abdeckungen von 120° und 180° auf die Spannungen im Schirm haben. Bei der Betrachtung der Vertikalspannungen im Schirm gemäß Abb. 8-53 zeigt sich eine deutliche Zunahme bei einer Abdeckung von 180° gegenüber einer Abdeckung von 120°. Der Schirm, der die Kalotte weiter umfasst, trägt weitaus mehr Lasten ab, was der Grund für die in den Abb. 8-49 bis Abb. 8-52 dargestellten Setzungsunterschieden ist.

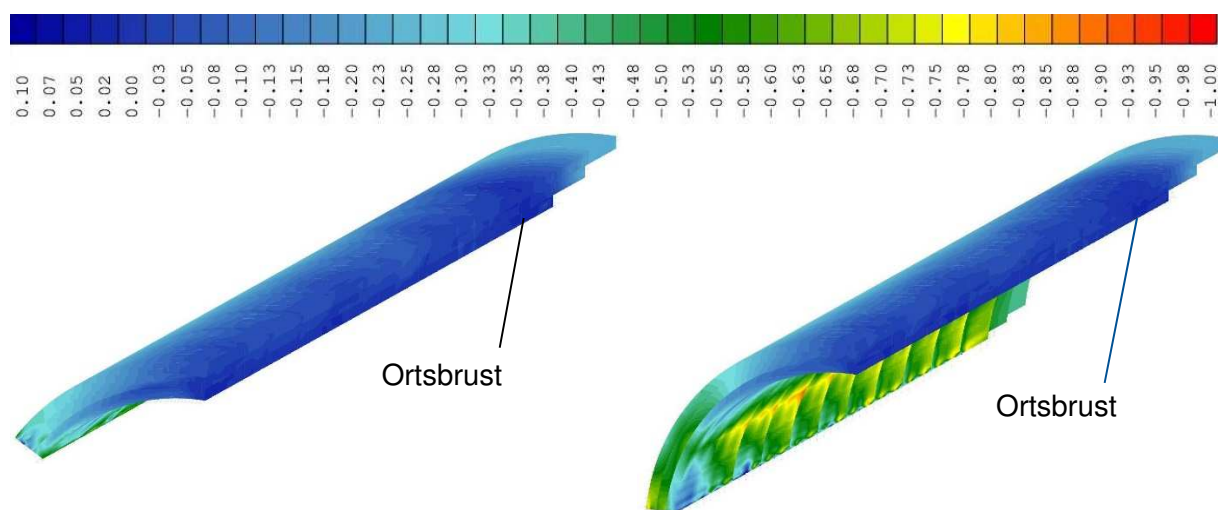


Abb. 8-53: Spannungen in globale z-Richtung in MPa im räumlichen Schirmgewölbe (Abdeckung: links 120°, rechts 180°)

Bei der Betrachtung der Spannungen in Querrichtung in Abb. 8-54 wird die verbesserte Quertragwirkung durch ein Schirmgewölbe mit größerer Abdeckung nochmals verdeutlicht. Die Oberseite des Schirmgewölbes wird bei einer Abdeckung von 180° stärker und umfangreicher durch Druckspannungen beansprucht, was eine erhöhte Quertragwirkung bedeutet.

An der Unterseite des Schirms ergeben sich geringe Zugspannungen, was numerisch ein Auslösen des Zugausfalls und in der Realität zum Ausrieseln von Bodenpartikeln im Firstbereich führt, wenn das vergütete Material keine Zugfestigkeit aufweist.

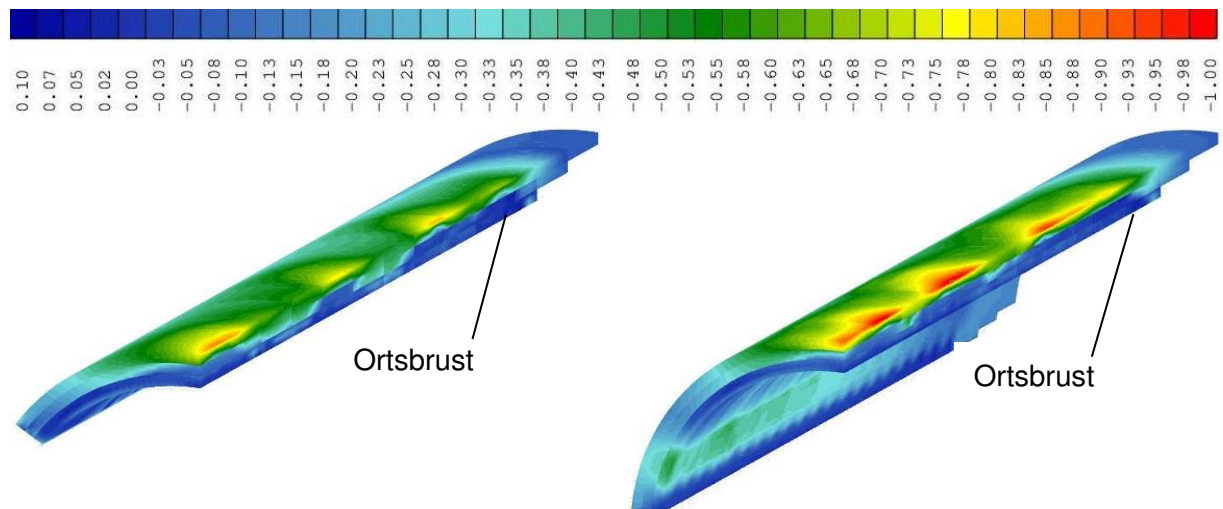


Abb. 8-54: Spannungen in globale y-Richtung in MPa im räumlichen Schirmgewölbe (Abdeckung: links 120°, rechts 180°)

Die in Tunnellängsrichtung gerichteten Spannungen zeigen am Schirmgewölbe mit geringerer Abdeckung höhere Werte als im weiter umfassenden Gewölbe (vgl. Abb. 8-55). Insbesondere im direkten Abschlagsbereich sind an der Schirmoberseite deutliche Druckspannungen ersichtlich, was wie bereits bei den theoretischen Grundlagen als auch bei den Ergebnissen der Spießbetrachtungen dem Tragsystem eines „Biegebalkens“ gleicht. Die Längstragwirkung ist dabei bei der Simulation mit Schirmgewölbe von 120° ausgeprägter. Das liegt daran, dass die stützende Quertragwirkung bei dieser Bogenlänge weitaus geringer ist.

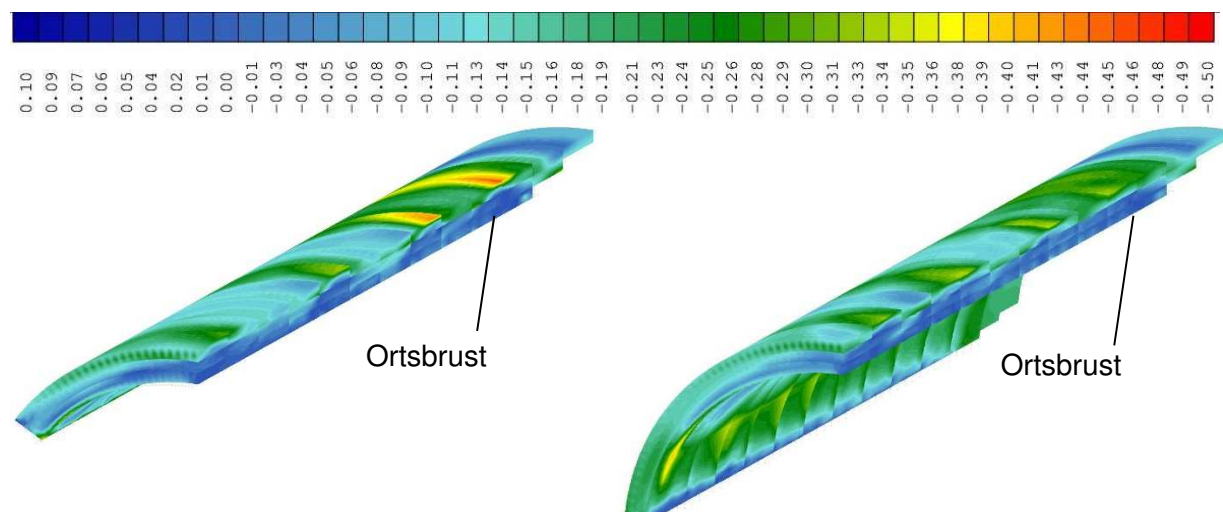


Abb. 8-55: Spannungen in globale x-Richtung in MPa im räumlichen Schirmgewölbe (Abdeckung: links 120°, rechts 180°)

Die teilweise ungleichmäßige Spannungsverteilungen in den Abb. 8-53 bis Abb. 8-58 ergeben sich in Folge der schrittweisen Materialersetzung (Vergütung) und Aktivierung der Spieße, aber auch durch Plastifizierungen im Material und damit verbundener Spannungsumlagerung.

In den folgenden Abbildungen (Abb. 8-56 bis Abb. 8-58) werden die Schirmaußen- und Schirminnenseiten in jeweils 45° geneigter Blickrichtung zur Tunnelachse dargestellt (keine Abwicklung). Dadurch werden die in den räumlichen Ansichten der Abb. 8-53 bis Abb. 8-55 verdeckten Bereiche sichtbar.

In der Abb. 8-56 zeigt sich hierbei nochmals deutlich der Unterschied zwischen den Abdeckungen von 120° und 180° die Abtragung von Vertikalspannungen betreffend. Hierin ist zudem ersichtlich, dass die Vertikalspannungen an der Schirminnenseite größer und zudem ungleichmäßiger verteilt sind als an der Schirmaußenseite.

Die ungleichmäßige Spannungsverteilung entsteht aufgrund des Reibungsverbunds zwischen dem Schirmgewölbe und der Spritzbetonschale sowie der Kalottenfußverbreiterung. Die Spannungsverteilung im Ausbau wurde bereits im Abschnitt 8.1.4 betrachtet, wobei Plastifizierungen der Spritzbetonschale durch die nichtlineare Berechnung ersichtlich wurden. Diese Plastifizierungen stehen scheinbar mit dem Materialverhalten im Schirm im Zusammenhang, wodurch sich die Anomalien in den Ergebnisplots erklären lassen.

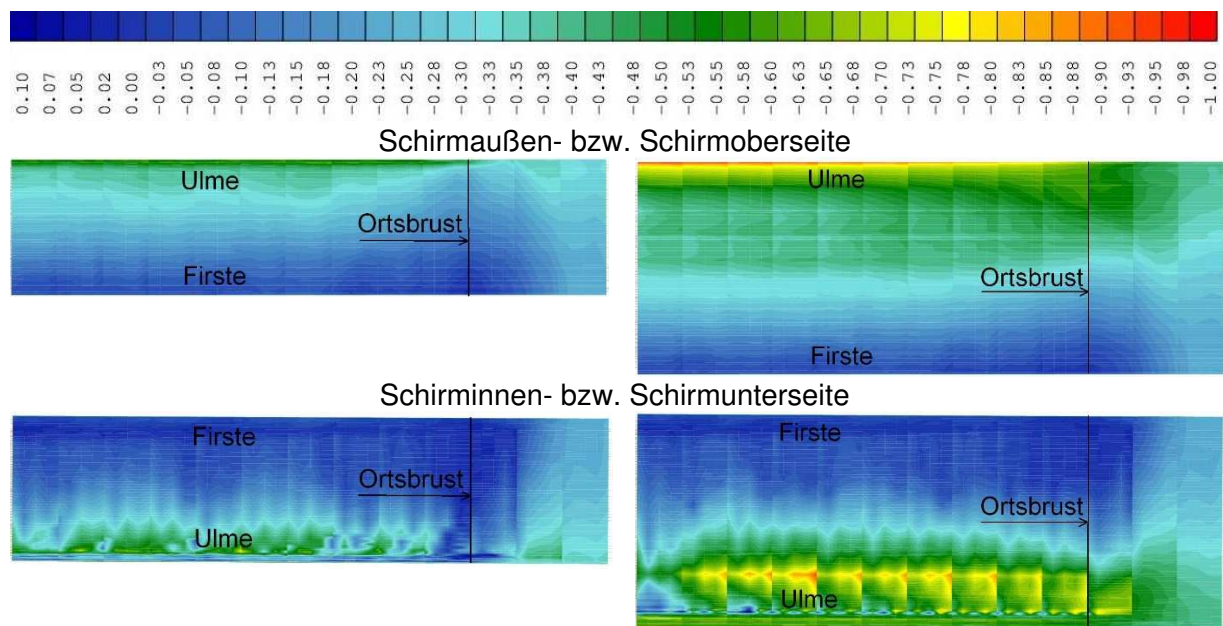


Abb. 8-56: Spannungen in globale z-Richtung in MPa im Schirmgewölbe (Abdeckung: links 120°, rechts 180°)

Die Horizontalspannungen in Tunnelquerrichtung (y) sind im Schirm mit größerer Abdeckung ebenfalls ausgeprägter (Abb. 8-57). In beiden Fällen sind die Druckspannungen an der Außenseite wesentlich höher, was die Gewölbetragwirkung nochmals verdeutlicht.

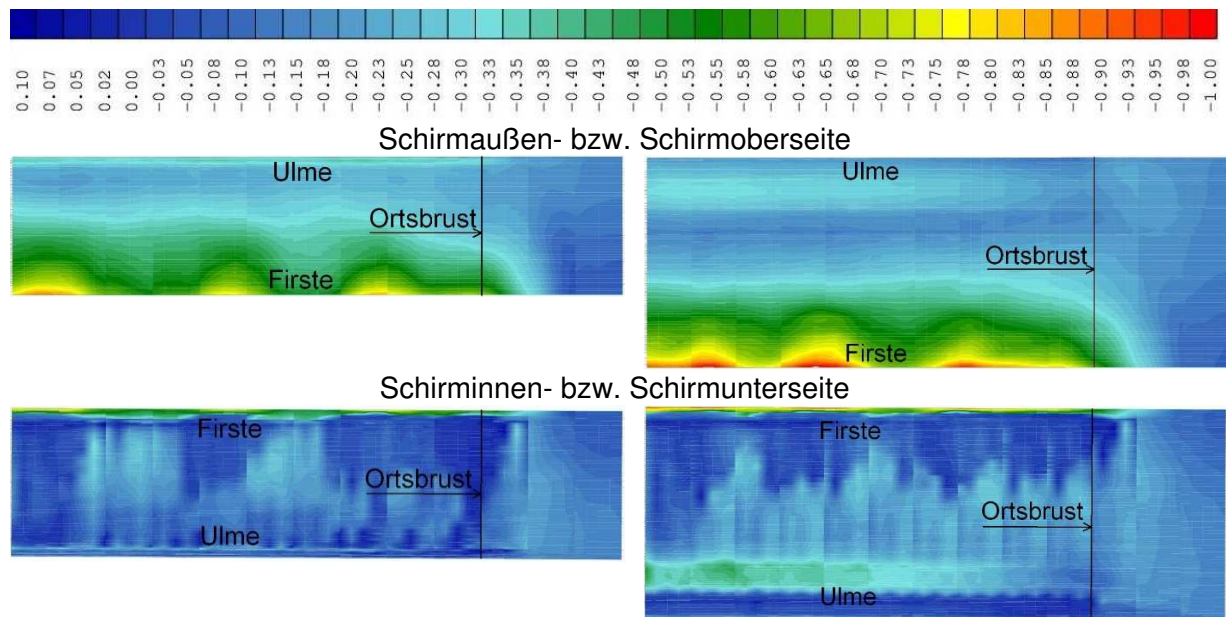


Abb. 8-57: Spannungen in globale y-Richtung in MPa im Schirmgewölbe (Abdeckung: links 120°, rechts 180°)

Gegenüber der räumlichen Betrachtung der in Tunnellängsrichtung gerichteten Horizontalspannungen in Abb. 8-55 wird das Tragverhalten des Schirmgewölbes im Bereich der Ortsbrust in den Ansichten der Abb. 8-58 ersichtlicher. Direkt über der Ortsbrust zeigt sich die typische Spannungsverteilung eines Biegebalkens (Druck oben / Zug unten), was auch die angenommene Längstragwirkung bestätigt.

Die Spannungen in x-Richtung sind allerdings geringer als die in y- und z-Richtung (vgl. Legenden der Abb. 8-56 bis Abb. 8-58), sodass insbesondere für Schirmgewölbe mit größerer Abdeckung davon ausgegangen werden kann, dass deren Quertragwirkung maßgebender ist als die Längstragwirkung. Bei kleinerer Abdeckung ist dagegen deren Längstragwirkung maßgeblich, da sich eine Quertragwirkung infolge der Geometrie nur unzureichend einstellen kann.

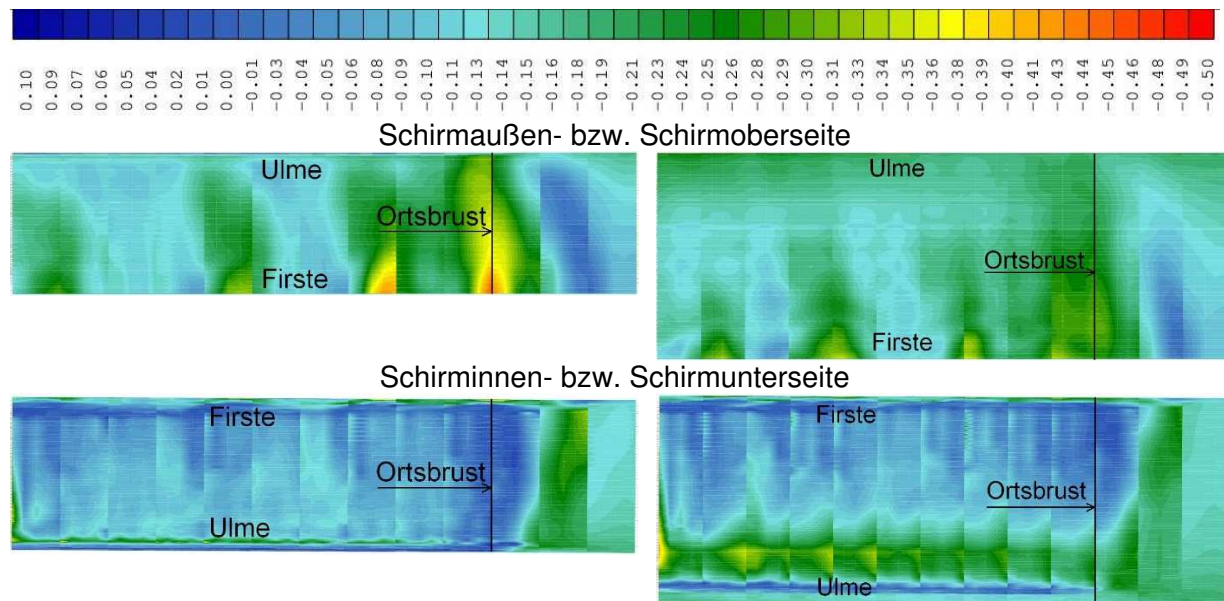


Abb. 8-58: Spannungen in globale x-Richtung in MPa im Schirmgewölbe (Abdeckung: links 120°, rechts 180°)

Die Verteilung der Horizontalspannungen im Schirm in Tunnellängsrichtung (x) gemäß Abb. 8-58 unterscheidet sich im Vortriebsbereich deutlich von den Verteilungen der Spießnormalkräfte, die im Abschnitt 8.1.5 für Spießschirme ohne Injektion dargestellt wurden. Bei den Spießschirmen ohne Injektion wurden in der unteren Spießlage die größten Druckkräfte festgestellt (vgl. Abb. 8-59). Im vergüteten Bodenmaterial des Schirms werden dagegen die größten Druckspannungen an der Oberseite ermittelt (vgl. Abb. 8-58). Auf der rechten Seite der Abb. 8-59 werden aus diesem Grund die Spießnormalkräfte für Spieße dargestellt, die im mit Zement vergüteten Schirmgewölbe zum Liegen kommen. Der Vergleich der Normalkraftverteilung in den Spießen mit und ohne Injektion zeigt eine Umkehr der Bereiche mit den größten Druckkräften. Im injizierten Schirmgewölbe treten die größten Druckkräfte in der oberen Lage auf, was auch mit den Spannungen im Schirm übereinstimmt.

Eine Vergütung im Schirm hat somit auch einen deutlichen Einfluss auf die Kräfte in den Spießen. Auch zeigt sich, dass die Vergütung die Kräfte der Spieße beeinflusst und nicht umgekehrt.

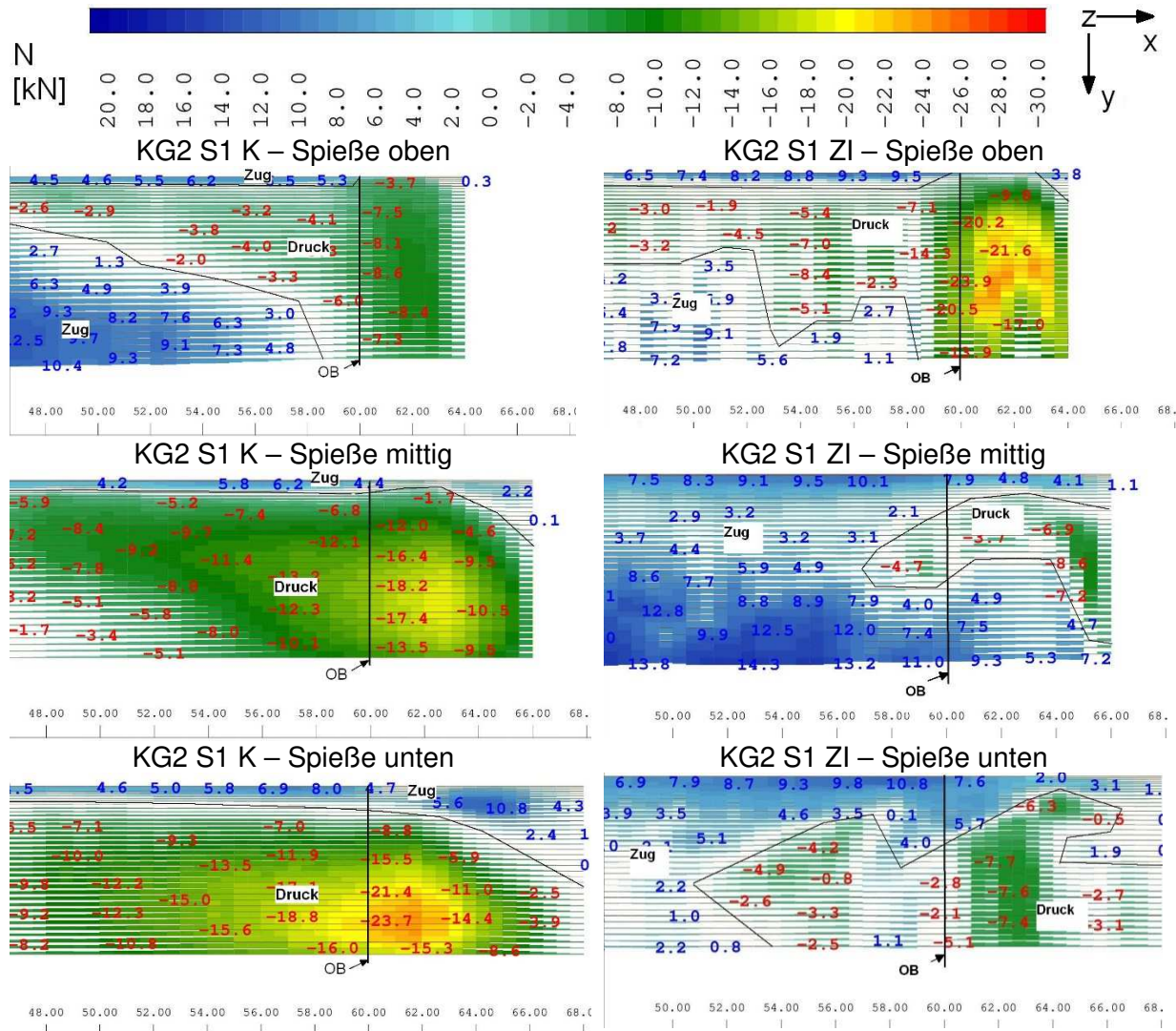


Abb. 8-59: Normalkrafteerteilung im Spießschirm in der Draufsicht (x-y), alle Lagen, Vergleich Spießschirm ohne Vergütung (K) und mit Zementinjektion (ZI) [flächenhafter Linienabtrag]

8.2.6 Aufstandsfläche des Schirmgewölbes

Am Modell 2 wurde untersucht, welche Auswirkungen eine Erweiterung des Schirms um die Strosse hat. Dazu wurden weitere Elemente im Bereich der Schirmaufstandsfläche durch Materialersetzung analog dem Vorgehen beim Schirmgewölbe gemäß Abschnitt 7.4.3 verbessert, um eine vorauseilende Vergütung zu simulieren. Die Erweiterung wurde dabei mit einer der Ortsbrust der Kalotte vorauseilenden Länge von 2 m implementiert (analog der Gruppe „unterer Schirm gemäß Abschnitt 7.4.3).

Die Erweiterung des Schirms bis zur Strossensohle (225° gemäß Abb. 8-60) zeigt gegenüber dem Schirm, der bis zur Kalottensohle reicht (180°), keine Vorteile im Hinblick auf eine Setzungsreduzierung nach dem Kalottenvortrieb (KV) (Abb. 8-61). Nach dem Strossensohlvortrieb (SSV) lassen sich durch die Erweiterung jedoch um 20 % geringere maximale Oberflächensetzungen feststellen (Abb. 8-61).

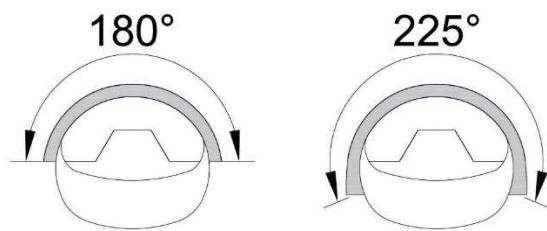


Abb. 8-60: Erweiterung des Schirms von W180 um die Strosse auf W225

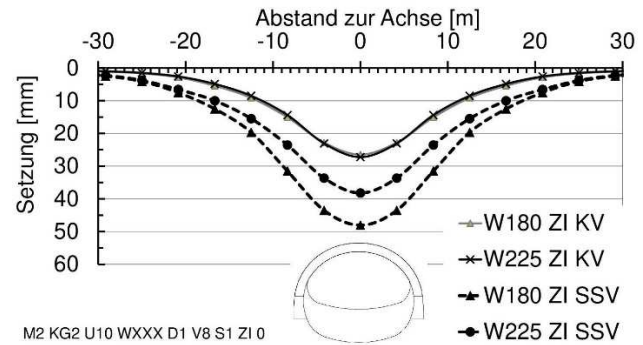


Abb. 8-61: Quersetzungsmulden mit und ohne Erweiterung des Schirms um die Strosse

Bei Betrachtung der max. Hauptspannungen III (max. Druckspannung) in Abb. 8-62 werden die Ursachen für die Setzungsdifferenzen ersichtlich. Die Spannungsentwicklung wird hierbei im Querschnitt des Modells bei $x = 50$ m anhand verschiedener Vortriebsstände dargestellt. Zusätzlich wird in den Darstellungen zwischen den beiden Abdeckungswinkeln 180° (jeweils links) und 225° (jeweils rechts) unterschieden. Aus Darstellungsgründen wurde die Grauskala ab $-2,0$ MPa (Druckspannung) vereinheitlicht.

Es zeigt sich, dass sich beim Kalottenvortrieb bis ca. 5 m vor der Ortsbrust keine signifikanten Beanspruchungen im Querschnitt des Schirms ausbilden. Direkt im Bereich der Ortsbrust werden die Spannungen mit dem erweiterten Schirm (W225) tiefer abgetragen. Im stationären Bereich sind die Druckspannungen bei beiden Schirmvarianten jedoch von ähnlicher Größe und Ausprägung. Aus diesem Grund sind auch nur unwesentliche Setzungsdifferenzen nach dem Kalottenvortrieb festzustellen.

Mit dem Strossen-Sohlvortrieb ergeben sich im Schirm (W180) höhere lokale Beanspruchungen an der Aufstandsfläche und im Kalottenfuß, was zusätzliche Plastifizierungen im Boden hervorruft. Mit weiterem Vortrieb zeigt sich, dass die Lastabtragung in tiefere Bereiche durch die Schirmerweiterung (W225) bestehen bleibt. Diese Merkmale sind ausschlaggebend für die ermittelten Differenzen der Oberflächensetzung gemäß Abb. 8-61.

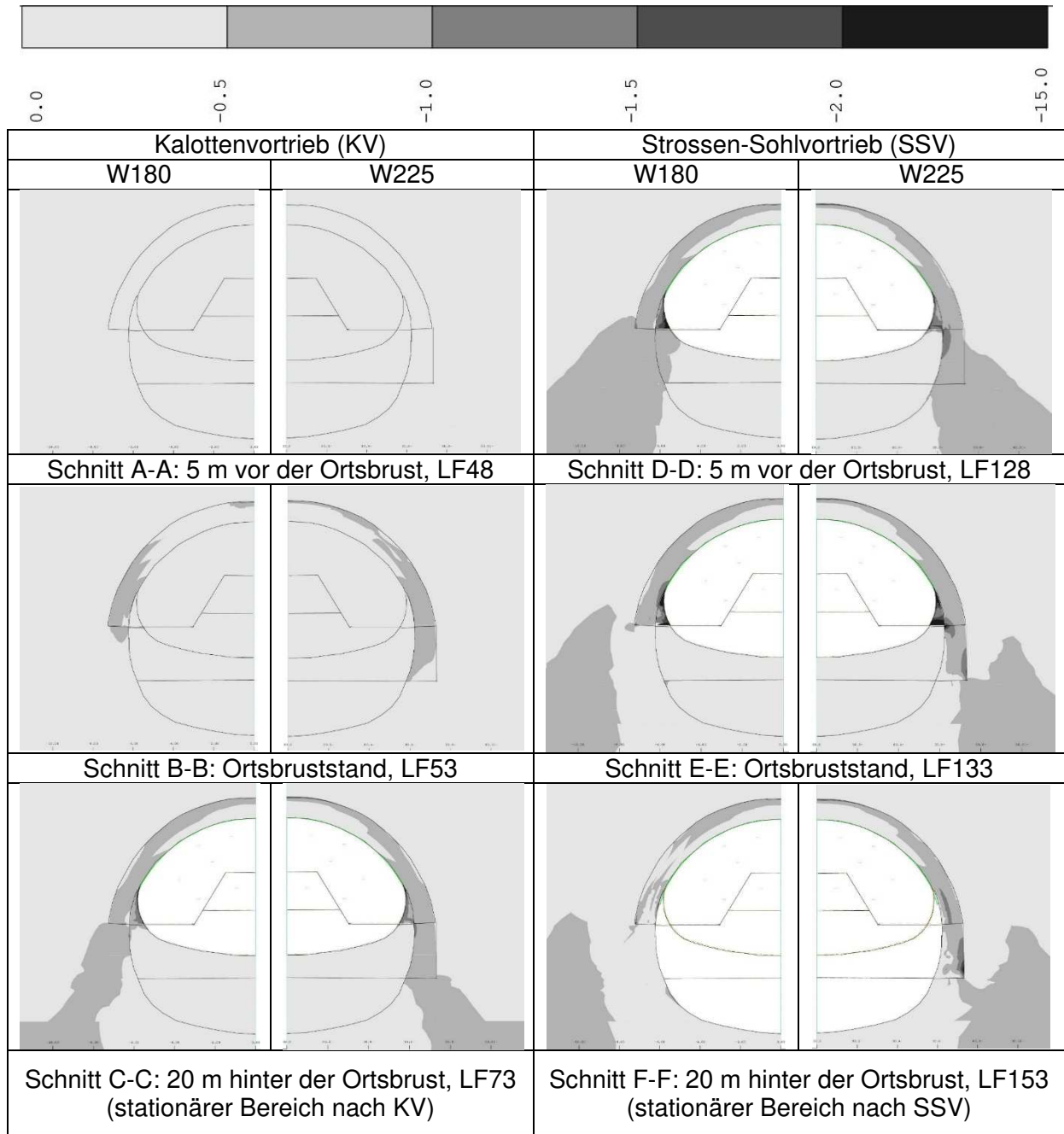


Abb. 8-62. Hauptspannung III in MPa (max. Druckspannung) im Querschnitt x = 50 m

8.3 Variation der mechanischen Eigenschaften des Schirmgewölbes

8.3.1 Einfluss der Parameter einer Vergütung

Im Abschnitt 12A.5.5, Tab. 12-A5 (Anlage) sind die gewählten Parameter zur Beschreibung der mechanischen Eigenschaften verschiedener Schirmgewölbetypen zusammengetragen. Im Zuge der Parameterstudie gemäß Abschnitt 7.6 wurden die Einflüsse verschiedener Injektionsmaterialien wie Zement (ZI), Acrylat (AI) sowie Polyurethan (PI), wie auch weitere Herstellverfahren wie Düsenstrahlverfahren (DS) und Vereisung (VE) untersucht.

Im Folgenden werden die Ergebnisse der Simulationen am Modell 1 vorgestellt. Hier wurden dem Schirmgewölbe die mechanischen Eigenschaften der o. g. Bauverfahren entsprechend dem Vortrieb schrittweise zugewiesen.

In den Abb. 8-63 und Abb. 8-64 werden die Ergebnisse der Quersetzungsmulden ohne Berücksichtigung einer Zugfestigkeit im Schirmgewölbe nach dem Kalottenvortrieb (Abb. 8-63) und nach dem Strossen-Sohlvortrieb (Abb. 8-64) dargestellt.

Gegenüber einem Vortrieb ohne Schirmgewölbesicherung (K) zeigen alle Simulationen mit einer vorausseilenden Vergütung relevante Beträge der Setzungsreduzierung. Durch ein Schirmgewölbe, welches mit Acrylatgel (AI) injiziert wird, werden die Oberflächensetzungen gegenüber einem Vortrieb ohne Schirmgewölbesicherung (K) um ca. 10 % reduziert. Diese geringe Setzungsreduzierung ist der geringen Steifigkeit eines mit diesem Material vergüteten Bodens zuzuschreiben (vgl. auch Abschnitt 12A.3.6). Ein Vortrieb unter einem gefrorenen Schirmgewölbe (VE) ruft fast die exakt gleichen Setzungsbeträge hervor wie ein Vortrieb im Schutze eines mittels Zementinjektion (ZI) vergüteten Schirmgewölbes.

Mit Polyurethaninjektionen (PI) können die Setzungen gegenüber einem Vortrieb ohne Schirmgewölbe (K) fast halbiert werden. Werden dem Schirm die mechanischen Eigenschaften für horizontale Düsenstrahlsäulen (DS) zugewiesen, sind die geringsten Setzungen im vorliegenden Vergleich erreichbar. Hierbei ist jedoch zu berücksichtigen, dass es verfahrensbedingt beim Düsenstrahlverfahren zu großen Hebungen wie auch zu großen Setzungen kommen kann, wenn das erforderliche Verhältnis zwischen Spüldruck und Rückfluss nicht eingehalten werden kann (FILLIBECK 2012; FILLIBECK 2015). Eine Niederdruckinjektion mit Polyurethan zur Porenraumverfüllung des Bodens im Schirmgewölbe ist ähnlich effektiv im Hinblick auf die Setzungsreduktion, birgt aber nicht die verfahrensbedingten Risiken des Düsenstrahlverfahrens (DS) gemäß Abschnitt 3.5.

In Abb. 8-65 und Abb. 8-66 sind die Quersetzungsmulden für o. g. Schirmmaterialien dargestellt, wobei zusätzlich eine materialspezifische Zugfestigkeit (Abschnitt 12A.5.5, Tab. 12-A5) zugewiesen wurde. Die Berücksichtigung von Zugfestigkeiten zeigt keine wesentliche Änderung der Setzungsmulden oder der Maximalwerte, weil im Schirmgewölbe nur schmale Zonen an der hohlraumzugewandten Seite durch Zugspannungen beansprucht werden. Im Vergleich zu den auftretenden Druckspannungen sind diese Zugspannungen außerdem betragsmäßig relativ gering. Die Simulationen, bei denen dem Boden keine Zugfestigkeit

zugewiesen wurde, zeigen rechnerisch auch keine Zugspannungen in den Volumenelementen, was auf die aktivierte Zugausschaltung zurückzuführen ist (siehe auch Abschnitt 12A.4.4).

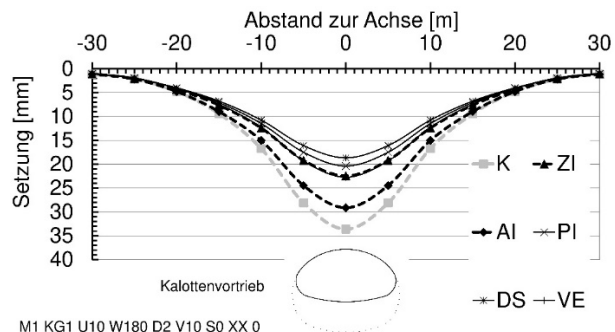


Abb. 8-63: Quersetzungsmulden nach Kalottenvortrieb, ohne Zugfestigkeit

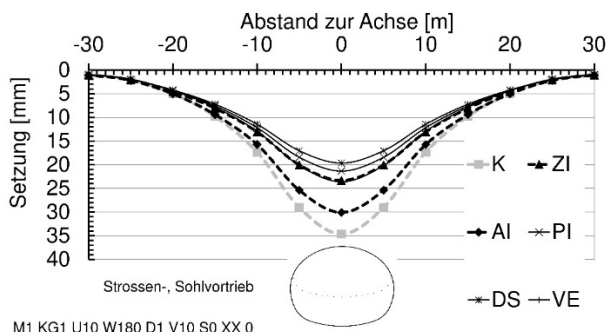


Abb. 8-64: Quersetzungsmulden nach Strossen-, Sohlvortrieb (Gesamtsetzungen), ohne Zugfestigkeit

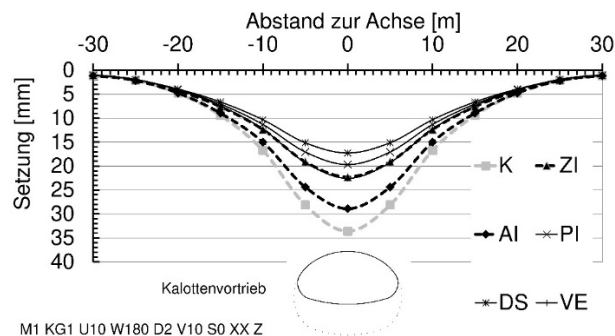


Abb. 8-65: Quersetzungsmulden nach Kalottenvortrieb, mit Zugfestigkeit

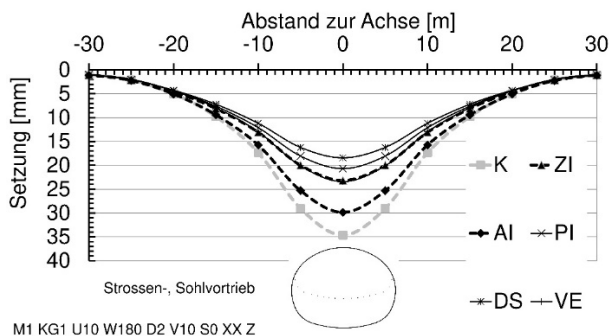


Abb. 8-66: Quersetzungsmulden nach Strossen-, Sohlvortrieb (Gesamtsetzungen), mit Zugfestigkeit

Maßgeblich unterscheiden sich die o. g. Schirmgewölbearten in der Wirkung der Parameter Kohäsion und Steifigkeit. Um ihren jeweiligen Einfluss zu untersuchen, wurden weitere umfangreiche Berechnungen durchgeführt. Bei diesen wurden jeweils nur die Kohäsion oder die Steifigkeit des Bodens im Bereich des Schirmgewölbes variiert. Alle weiteren Parameter blieben unverändert und entsprachen denen des umgebenden Bodens. Die Ent- und Wiederbelastungssteifigkeit wurde um denselben Faktor erhöht wie die Erstbelastungssteifigkeit.

In den Abb. 8-67 und Abb. 8-68 ist die Entwicklung der maximalen Oberflächensetzung in Abhängigkeit von der angesetzten Kohäsion bzw. Steifigkeit dargestellt. Wie sich zeigt, hat die Kohäsion nur eine geringe setzungsreduzierende Wirkung. Das Optimum liegt bei ca. 100 kN/m². Eine weitere Erhöhung der Kohäsion bewirkt keine weitere Reduzierung der Setzungen.

Der Einfluss der Steifigkeit ist dagegen deutlicher. Das Optimum liegt bei ca. 3.000 kN/m² bis 4.000 MN/m². So bewirkt die Steifigkeitserhöhung im Schirm rechnerisch eine Setzungsreduzierung um bis zu 27 %. Dabei ist zu berücksichtigen, dass bei diesen simulierten

Variationen der umgebende Boden die Parameter der Kennwertgruppe KG1 aufweist. Gemäß den Ergebnissen aus Abschnitt 8.1 ist davon auszugehen, dass die Unterschiede im Boden mit geringerer Scherfestigkeit oder Steifigkeit noch weitaus deutlicher wären.

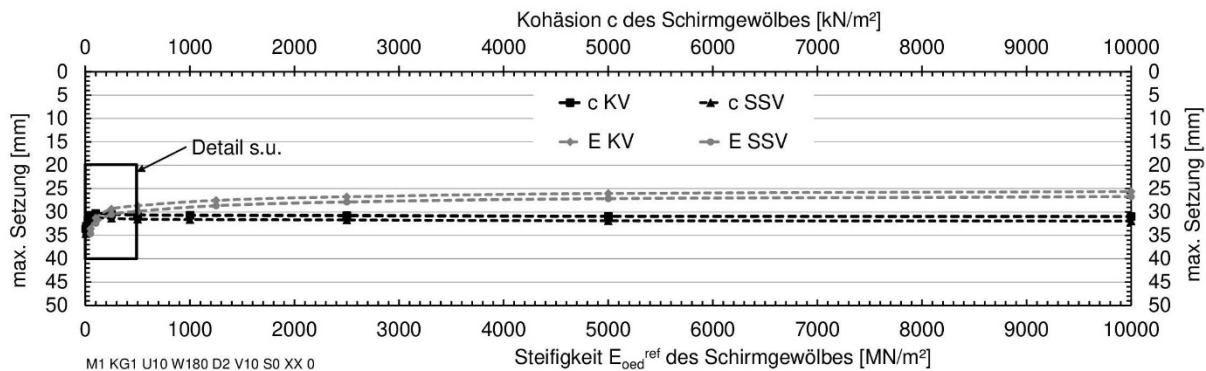


Abb. 8-67: max. Oberflächensetzung (in Tunnelachse) in Abhängigkeit von der Kohäsion sowie der Steifigkeit des Schirmgewölbes

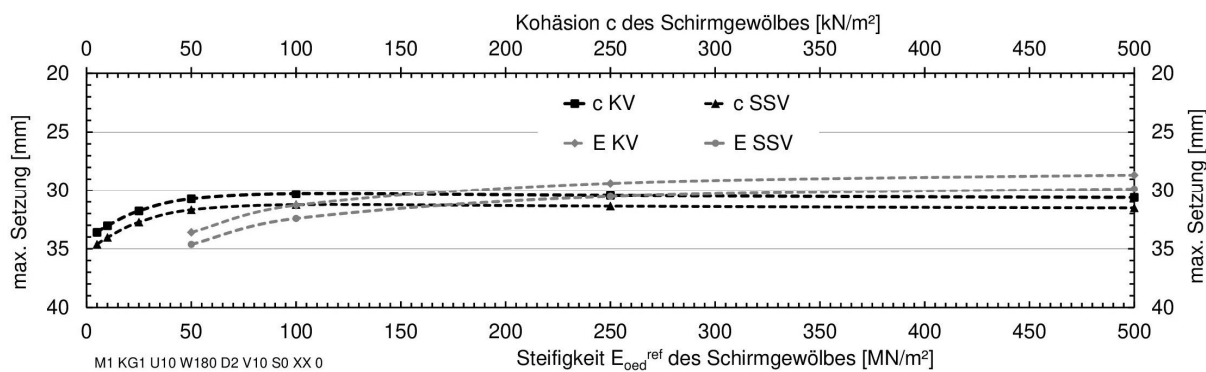


Abb. 8-68: max. Oberflächensetzung (in Tunnelachse) in Abhängigkeit von der Kohäsion sowie der Steifigkeit des Schirmgewölbes – Detailansicht aus Abb. 8-67

8.3.2 Einfluss möglicher Auflockerungen und Fehlstellen

In ROTHE (2017) wurde in Anlehnung an Bauweise 1 (Abschnitt 5.2) eine dreidimensionale FEM-Rückrechnung zur Auflockerung im Schirmgewölbe vorgenommen. Hierbei hat sich gezeigt, dass bereits eine geringe Auflockerung α von 0,9 (Stützkernverfahren) des am Ausbruchrand angrenzenden Schirmdrittels (bezogen auf seine Dicke) bereits deutliche Setzungen hervorruft, wie sie auch bei Bauweise 1 gemäß Abschnitt 5.2 gemessen wurden. Ein Faktor α von 0,6 über die gesamte Schirmdicke würde eine weitere Verdopplung der Setzungen auf bis zu 12 cm bewirken (ROTHE 2017).

Am Modell 2, KG2, wurde eine Simulation für einen beispielhaften Fall durchgeführt, bei dem nur jeder zweite Spieß mittels Zementinjektionen vergütet ist. Die Lage der Fehlstellen (Bereiche ohne Vergütung) im Spießschirm ist in der Abb. 8-69 dargestellt. In Längsrichtung erstrecken sich die Fehlstellen über die gesamte Länge des Modells.

Die Simulationsergebnisse sind in Abb. 8-70 im Vergleich zur Simulation ohne Fehlstellen dargestellt. Die Fehlstellen erhöhen die Setzungen gegenüber einem durchgängig vergüteten Schirm um ca. 20 %. Im Vergleich zu einer Simulation ohne Berücksichtigung eines Schirmgewölbes sind die Oberflächensetzungen trotz Fehlstellen deutlich geringer.

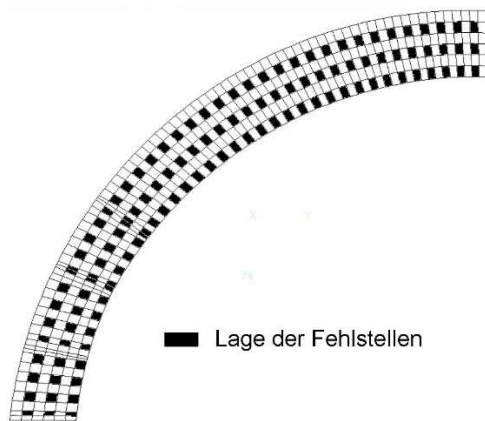
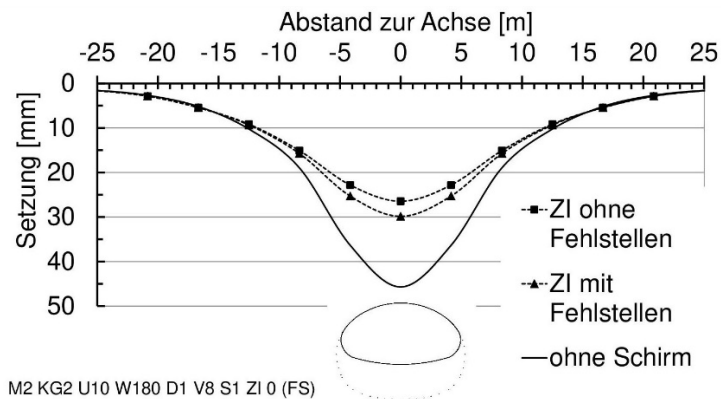


Abb. 8-69: Lage der Fehlstellen



M2 KG2 U10 W180 D1 V8 S1 ZI 0 (FS)

Abb. 8-70: Quersetzungsmulden nach Kalottenvortrieb

Auf Basis der zuvor beschriebenen Untersuchungen kann zusammenfassend festgestellt werden, dass Auflockerungen durch die Spießherstellung unbedingt zu vermeiden sind, weil diese große Auswirkung auf die Oberflächensetzungen haben. Fehlstellen durch unzureichende Vergütung im Schirm sind dagegen verträglicher im Hinblick auf Setzungen, sollten aber insbesondere in Böden mit geringer Kohäsion vermieden werden, um „Sanduhreffekte“ zu vermeiden.

8.3.3 Einfluss der Spieße und ihrer Eigenschaften

Allgemeines

Aus den Ergebnissen der Untersuchungen am Modell 2, welches Spieße als Stabelemente beinhaltet, ergab sich, dass diese nur einen geringen Beitrag zum Trag- und Verformungsverhalten eines Schirmgewölbes leisten (vgl. Kapitel 8.1). Am Modell 2 wurde die Abhängigkeit der Schnittkräfte in den Spießern von einer Fülle weiterer Randbedingungen aufgezeigt. Auch wurde deutlich, dass die Beanspruchung der Spieße zu einem großen Teil von vortriebsbedingten Spannungsumlagerungen geprägt wird, auf die die Spieße nur geringen Einfluss haben. Die Spieße erweisen sich in den Berechnungsergebnissen als eher passive Stützmittel, welche auf übergeordnete Be- und Entlastungen (z. B. Entspannung der Ortsbrust) reagieren.

Einfluss auf die Quertragwirkung

Bei den Ergebnissen aus Modell 2 ist zu berücksichtigen, dass die Spieße als Stabelemente und damit in Querrichtung nicht volumentreu abgebildet wurden. Ob die Steifigkeit des Schirms dadurch in Querrichtung modellierungsbedingt unterschätzt wird, kann anhand einer vereinfachten Simulation untersucht werden.

Hierzu wurde ein 1 m mal 1 m großes Bodenpaket im ebenen Schnitt betrachtet. Dieses Paket bestand im ersten Fall nur aus Boden (KG1 gemäß Tab. 7-4) und war im zweiten Fall mit Spießen im Raster von 17 cm durchzogen (Abb. 8-71 und Abb. 8-72). Der implementierte Spießquerschnitt entsprach dem Index S1 der Tab. 8-4 und bestand aus Stahl S235 nach Tab. 7-1 (Selbstbohr-Rohrspieß). Zusätzlich wurde der innere Spießquerschnitt mit einer Betonfüllung der Festigkeitsklasse C8/10 angenommen. Das Modell wurde am oberen Rand mit einer Last von 1.000 kN/m^2 beansprucht und die daraus resultierende Zusammendrückung wurde ermittelt.

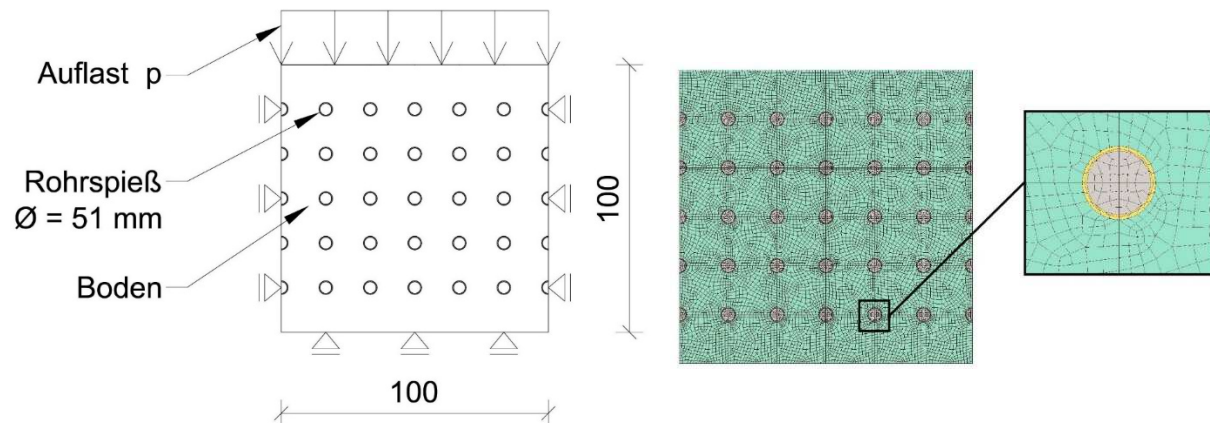


Abb. 8-71: ebener Modellquerschnitt

Abb. 8-72: Vernetzung des Modells

Die Setzungen des Bodenpaketes unterscheiden sich zwischen den beiden untersuchten Varianten nur geringfügig. Ohne Spieße wurden gemäß Abb. 8-73 Setzungen an der Modelloberkante von maximal 17,8 mm ermittelt. Wird eine Simulation vorgenommen, bei der die Spießquerschnitte explizit als ebene Elemente im Bodenpaket vorhanden sind, reduziert sich die maximale Setzung an der Modelloberkante auf 15,6 mm (Abb. 8-74).

Aufgrund der Spieße erhöht sich die Steifigkeit des Bodenpaketes entsprechend um ca. 15 %. Im Vergleich zu einer Steifigkeitserhöhung infolge einer zusätzlichen Injektion ist eine theoretische Erhöhung der Steifigkeit allein durch Spieße kaum von Bedeutung (siehe auch Abschnitt 8.3.1, Abb. 8-68). In der Realität ist zudem eine Steifigkeitserhöhung des Schirms in Querrichtung mittels Spießen und ohne Injektion eher unwahrscheinlich. Denn durch die zumeist bohrende Einbringung der Spieße findet eine Auflockerung bzw. ein Volumenverlust des Bodens statt.

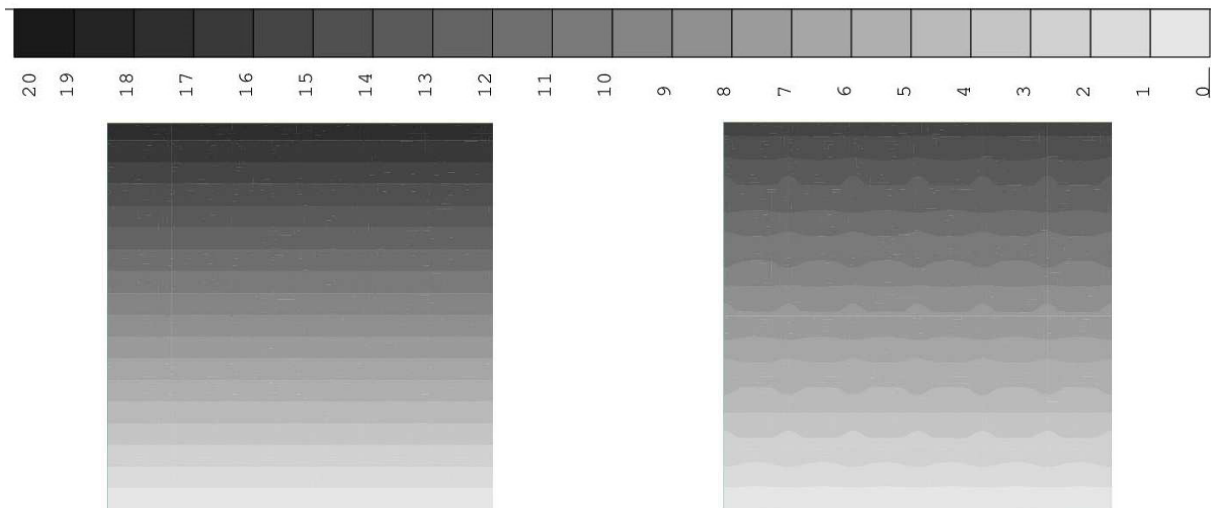


Abb. 8-73: Setzungen des reinen Bodenpakets (max. 17,8 mm)

Abb. 8-74: Setzungen des Bodenpakets mit Spießen (max. 15,6 mm)

Aus den Ergebnissen dieser vereinfachten Simulation geht zudem hervor, dass eine über den Ansatz einer verschmierten Steifigkeit von Boden und Spießen hergeleitete Steifigkeitserhöhung des Spießschirms (ohne Injektion) nicht gegeben ist. Bereits ohne Berücksichtigung der Spießfüllung würde sich für das zuvor beschriebene Modellbeispiel mit 30 Spießen nach Gleichung (8-1) eine Steifigkeit $E_{verschmiert}$ von 3.080 MN/m² ergeben.

$$(8-1) \quad E_{verschmiert} = \frac{A_{Boden} \cdot E_{Boden} + A_{Spie\beta e} \cdot E_{Spie\beta e}}{A_{Gesamt}}$$

Dies bedeutet eine deutliche Überschätzung der tatsächlichen Steifigkeit des mit Spießen durchzogenen Bodenpaketes, die tatsächlich bei ca. 64 MN/m² liegt (rückgerechnet aus Abb. 8-74). Der Ansatz einer verschmierten Steifigkeit überschätzt das Trag- und Verformungsverhalten somit deutlich und sollte bei tunnelstatischen Berechnungen keinesfalls zur Anwendung kommen. Eine signifikante Steifigkeitserhöhung des Schirms in Querrichtung allein durch Spie\beta e konnte in keiner der in der vorliegenden Arbeit durchgeführten Untersuchungen festgestellt werden.

Einfluss auf die Längstragwirkung

Im kleinmaßstäblichen Modellversuch des Abschnitts 6 wurde gezeigt, dass Stäbe im Boden dessen Steifigkeit und Tragvermögen in Längsrichtung erhöhen. In den numerischen Berechnungen des Modells 2 konnte dies ebenfalls festgestellt werden, auch wenn hierbei weitere Einflüsse die Ausprägung der Längstragwirkung überdecken.

Anhand des in Abschnitt 7.4 beschriebenen Modells 3 lässt sich die Längstragwirkung geeigneter darstellen, da in diesem Modell keine Einflüsse aus Entspannungsvorgängen an der Ortsbrust auftreten. Zusätzlich können durch die detaillierte Abbildung der Spie\beta e lokale Einflüsse verdeutlicht werden. Der Boden entspricht der KG1 gemäß Abschnitt 7.5.4, Tab. 7-4.

In der Arbeit von LEFEBER (2018) wurden am Modell umfangreiche Variationen zur Überprüfung der Modellqualität vorgenommen. Untersuchungen mit unterschiedlichem Detaillierungsgrad der Vernetzung (vgl. auch 7.4.2, Abb. 7-20) zeigen qualitativ gleichwertige Ergebnisse bei Spannungsbetrachtungen im Schirm (Abb. 8-75). Lediglich bei der „feinen“ Vernetzung mit Abbildung der Spieße aus Volumenelementen zeigen sich Spannungskonzentrationen an den Spießen und etwas größere Vertikalspannungen unterhalb der Spieße vor der Ortsbrust (Spießauflager).

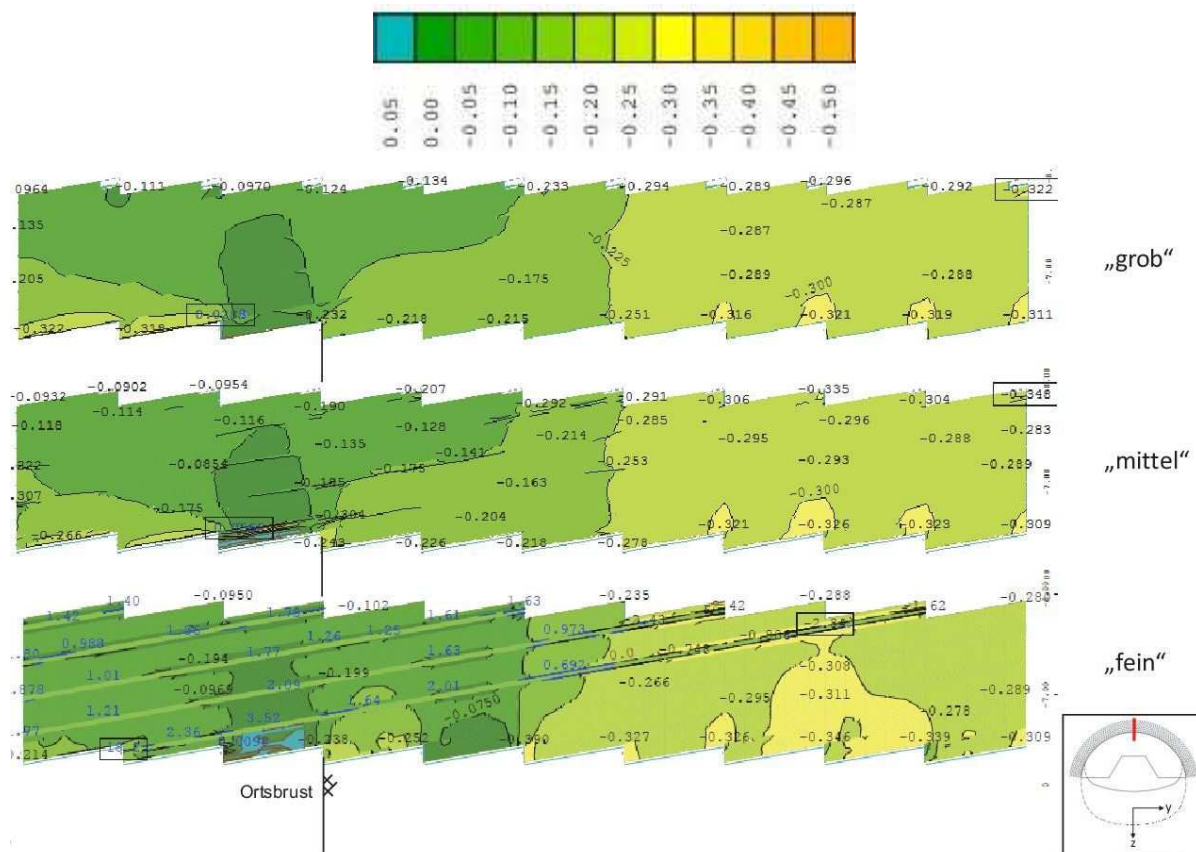


Abb. 8-75: Vertikalspannungen in MPa am Längsschnitt in der Firste (Modell 3) gemäß LEFEBER (2018)

Die obere Darstellung der Abb. 8-76 zeigt Ergebnisse für den Schirmbereich ohne die Simulation von Spießen. In der unteren Darstellung der Abb. 8-76 sind die Simulationsergebnisse für einen Spießschirm abgebildet. Es zeigt sich über der Ortsbrust eine deutliche Abnahme der Vertikalspannungen, welche auf eine Gewölbebildung innerhalb des Schirms zurückzuführen ist. Der Spießschirm verhält sich in Längsrichtung wie ein Biegebalken.

Im Vergleich zeigt sich, dass ohne Spieße ein erweiterter Bereich über der Ortsbrust Zugspannungen aufweist. Durch die Spieße wird die Ausdehnung dieser Zone deutlich reduziert. Bodenbereiche mit Zugspannungen, bilden sich im Spießschirm nur sehr begrenzt und im Wesentlichen unterhalb der Spieße aus. Ohne Spieße ragt dieser Bereich bis ca. 1,0 m höher über den Ausbruchrand.

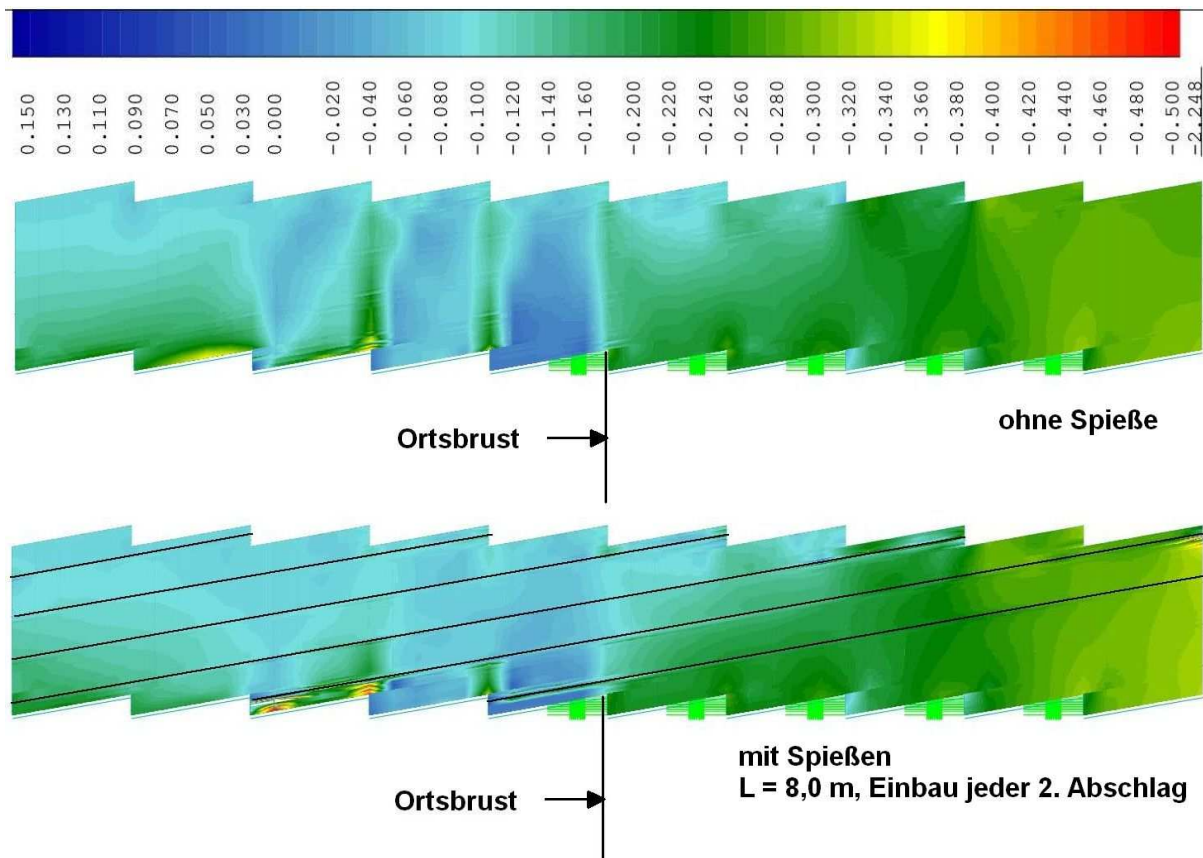


Abb. 8-76: Vertikalspannungen in MPa am Längsschnitt in der Firste (Modell 3, Detaillierungsgrad „mittel“), oben: ohne Spieße, unten: mit Spießen

Am gleichen Modell (Modell 3) mit mittlerem Modellierungsgrad sind in der Abb. 8-77 die Spannungsverteilungen im Querschnitt 60 cm hinter der Ortsbrust, d. h. im Abschlag dargestellt. Links die Berechnungsergebnisse ohne Spieße und rechts mit Spießen. Auch im Querschnitt zeigen sich deutliche Unterschiede zwischen den beiden Simulationen. Ohne die Spieße bildet sich eine deutlich in den Querschnitt hineinreichende Zugzone aus. Die Höhe dieser Zone entspricht etwa dem 2- bis 3-fachen der Zugzone bei Verwendung von Spießen. Des Weiteren zeigt sich an der Außenseite des Schirms eine deutlich größere Beanspruchung, wenn keine Spieße eingebaut werden. Insbesondere werden die Lasten von den Spießen in Längsrichtung (x) übertragen. Auch bei Verwendung von Spießen zeigt sich an der Schirminnenseite eine ca. 10 bis 20 cm dicke Zugzone. In rolligen, kohäsionslosen Böden ist in der Praxis in diesem Bereich zumeist ein Ausrieseln des Bodens zu beobachten (geologisch bedingter Mehrausbruch / Überprofil gemäß Kapitel 9.4, Abb. 9-1).

Die Darstellungen (Abb. 8-76 und Abb. 8-77) verdeutlichen nochmals, dass Spieße einen wesentlichen Beitrag zur Standsicherheit des Vortriebs leisten und insbesondere die lokale Gefährdung von Verbrüchen am ungestützten Abschlag enorm reduzieren. Des Weiteren werden die Beanspruchungen auf den nachlaufenden Ausbau gleichmäßiger verteilt.

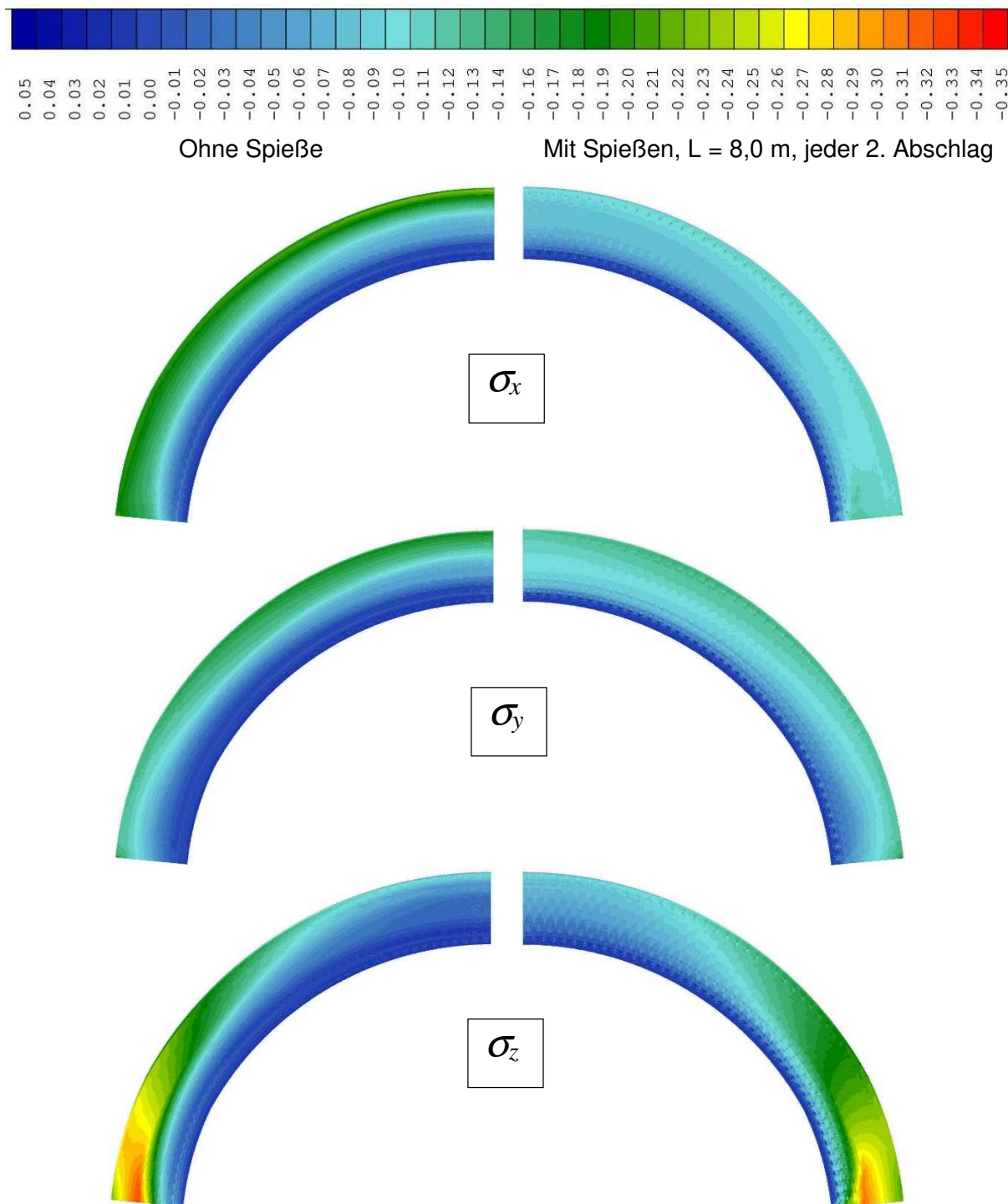


Abb. 8-77: Spannungen in globale Richtungen x, y und z in MPa am Querschnitt 60 cm hinter der Ortsbrust (Modell 3, Detaillierungsgrad „mittel“), links: ohne Spieße, rechts: mit Spießen

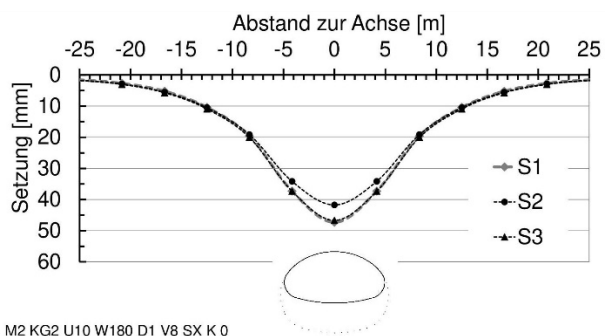
Querschnittsfläche

Je nach Bauart der Spieße (gemäß Abschnitt 3.2) weisen diese unterschiedliche Biegesteifigkeiten EI und Dehnsteifigkeiten EA auf. Im Folgenden wird der Einfluss von drei unterschiedlichen Querschnittsformen (gemäß Tab. 8-4) auf die Oberflächensetzungen am Modell 2 untersucht. Die verwendete Stahlgüte, B500 gemäß DIN EN 992-1-1 (2011) mit einem E-Modul E von 200.000 N/mm^2 , wird dagegen nicht verändert.

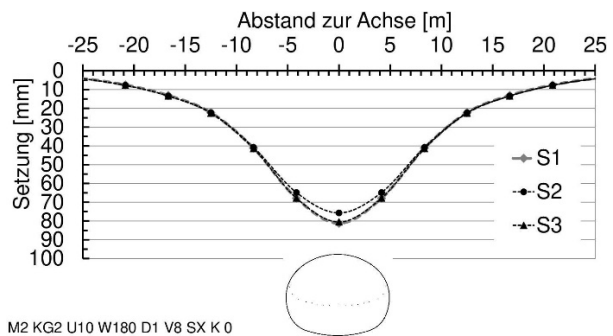
Tab. 8-4: Übersicht der untersuchten Querschnittswerte der Spieße

Querschnittsform	Kreisringquerschnitt (Rohr)		
	S1	S2	S3
Index (Wert gem. Abschnitt 7.6)	S1	S2	S3
Außendurchmesser d_a [mm]	51	76	101
Wanddicke t [mm]	3,2	20	30
Querschnittsfläche A [mm ²]	481	3519	6692
Flächenträgheitsmoment I [mm ⁴]	$138 \cdot 10^3$	$156 \cdot 10^4$	$497 \cdot 10^4$

In Abb. 8-78 und Abb. 8-79 sind die Quersetzungsmulden nach dem Kalotten- bzw. Strossen-Sohlvortrieb für die gemäß Tab. 8-4 simulierten Spießquerschnitte dargestellt. Hierbei wird nur ein geringer Unterschied bei den maximal ermittelten Setzungen deutlich. Zudem ist zu erkennen, dass der herkömmliche Spießquerschnitt (S1) sowie der deutlich massivere Querschnitt (S3) nahezu identische Quersetzungsmulden hervorrufen, was zunächst nicht zu erwarten war. Der mittlere Querschnitt (S2) mit 76 mm Durchmesser zeigt dagegen eine Reduzierung der max. Setzungen um ca. 10 %. Der Querschnitt S2 scheint somit ein besseres Verhältnis von Steifigkeit und Lastabtragung vor und hinter der Ortsbrust aufzuweisen.



M2 KG2 U10 W180 D1 V8 SX K 0

Abb. 8-78: Quersetzungsmulden nach Kalottenvortrieb

M2 KG2 U10 W180 D1 V8 SX K 0

Abb. 8-79: Quersetzungsmulden nach Strossen-Sohlvortrieb (Gesamtsetzungen)

Übertragbare Mantelreibung

In den Simulationen am Modell 2 mit integrierten Spießen wurde ein voller Verbund der Spieße mit dem umgebenden Boden angenommen. D. h. die Stabknoten der Spieße sind direkt mit dem umgebenden Netz des Bodens verbunden. Insbesondere bei Spießen mit glatter Oberfläche wird dieser Verbund nicht im vollen Umfang möglich sein, sodass die übertragbare Mantelreibung geringer als beispielsweise bei rauen vollvermörtelten Spießen ist. Die Ergebnisse der Berechnungen zeigen jedoch, dass sich bereits bei vollem Verbund keine wesentlichen Verbesserungen im Hinblick auf die Setzungen an der Oberfläche ergeben. Zudem zeigen die Schnittgrößen in den Spießen nur eine geringe Beanspruchung auf Normalkraft an. Aus diesen Gründen wurde bei den Untersuchungen am Modell 2 keine Variation hinsichtlich der übertragbaren Mantelreibung vorgenommen. Im Hinblick auf die festgestellte Tragwirkung ist die übertragbare Mantelreibung an der Spießoberfläche als nicht signifikant einzustufen.

8.4 Auswirkungen auf den Faktor der Vorentspannung im ebenen Dehnungszustand

8.4.1 Vorgehensweise der Untersuchung

Im ebenen Dehnungszustand (siehe auch Kapitel 2.1) werden Schirmgewölbesicherungen oft durch eine Erhöhung der mechanischen Eigenschaften der Elemente des Schirms modelliert. Bei diesem Modellierungsansatz kann die Lastabtragung in Längsrichtung nicht berücksichtigt werden. Mögliche Verformungsanteile infolge der Lastabtragung in Längsrichtung bleiben dann unerkannt.

Nachfolgend wird geprüft, ob die setzungsreduzierende Wirkung einer Schirmgewölbesicherung auch durch eine Anpassung der Vorentspannungsfaktoren (Stützkernverfahren bzw. Stützlastverfahren) gemäß DGGT (2014) numerisch abgebildet werden kann. Die Faktoren zur Vorentspannung müssen bei FEM-Berechnungen im ebenen Dehnungszustand ohnehin als abgeschätzte Größe angesetzt werden.

Im Bereich des ungestützten Abschlags verformt sich der entfestigte Bereich und das umliegende Gebirge wird zur Stützung mit herangezogen (Gewölbetragswirkung im Boden). Zur Berücksichtigung dieser dreidimensionalen Effekte aus einer Gebirgsentspannung an und vor der Ortsbrust, welche im 2D-Berechnungsmodell nicht direkt abgebildet werden können, wird bei den vorliegenden Betrachtungen das sogenannte Stützkernverfahren gemäß DGGT (2014) angewandt. Dazu wurde der Querschnitt mit Teilausbrüchen gemäß Abb. 8-80 exakt aus dem räumlichen Modell übernommen. Hierbei wurde es erforderlich, zwei Vorentspannungsfaktoren α_k und α_s (α_k für den Kalottenvortrieb und α_s für den Strossen-Sohlvortrieb) gemäß Tab. 8-5 zu definieren. Nach dem jeweiligen Lastfall zur Vorentspannung wird im darauffolgenden Lastfall gleichzeitig mit dem Entfernen des aufgeweichten Gebirges die Tunnelschale eingefügt. Die hierbei induzierten Laständerungen werden dann im Zusammenwirken von Gebirge und Tunnelschale abgetragen.

Anhand der Simulationsergebnisse am Modell 2 wird der Einfluss der Schirmgewölbesicherung auf die Vorentspannungsfaktoren exemplarisch untersucht, indem die Berechnungsergebnisse mit den Ergebnissen aus den räumlichen Simulationen verglichen werden. Die vorausseilenden Sicherungen (Schirmgewölbe und Ortsbrustanker) entfallen im ebenen Modell dagegen.

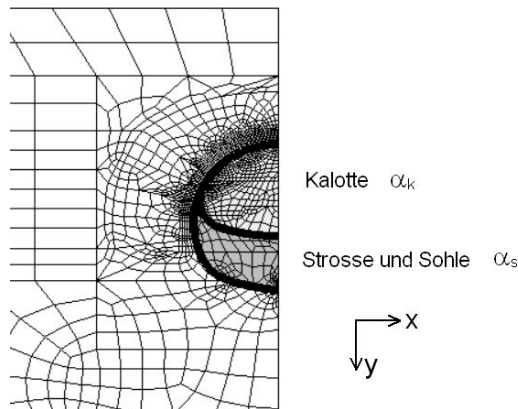


Abb. 8-80: ebenes Modell (Auszug) mit Teilausbruch von Kalotte und Strosse/Sohle

Lastfallsteuerung
LF 1: Linearer Primärspannungszustand
LF 2: Nichtlinearer Primärspannungszustand
LF 3: Vorentspannung Kalotte mit α_k
LF 4: Ausbruch Kalotte
LF 5: Vorentspannung Strosse und Sohle mit α_s
LF 6: Ausbruch Strosse und Sohle

Tab. 8-5: Lastfälle zur Vortriebssimulation im ebenen Modell

8.4.2 Simulationsergebnisse

Zunächst wurden die Vorentspannungsfaktoren des 2D-Modells am räumlichen Modell ohne Schirmgewölbesicherung kalibriert. Die maximalen Setzungen aus dem räumlichen Modell konnten am ebenen Modell mit einem Vorentspannungsfaktor α_k von 0,21 für den Kalottenvortrieb sowie mit einem Vorentspannungsfaktor α_s von 0,12 für den Strossen-Sohlvortrieb in Übereinstimmung gebracht werden (Abb. 8-81). Die Setzungsmulden aus den ebenen Berechnungen verlaufen jedoch deutlich flacher, wie Abb. 8-81 zu entnehmen ist. Die steilere Setzungsmulde im räumlichen Modell kann durch die Ortsbrustverformung begründet werden, welche an der Tunnelachse (Mitte) ihr Maximum aufweist (siehe auch Abschnitt 8.1.6, Tab. 8-3). Die räumliche Ausbildung der Ortsbrustverformung und die daraus resultierenden Oberflächenverformungen werden durch ebene Simulationen nicht erfasst.

Die Berechnungsergebnisse derjenigen räumlichen Simulationen, bei denen ein Spießschirm mit Zementinjektion modelliert wurde, konnten mit ebenen Berechnungen zunächst nicht in Übereinstimmung gebracht werden. Die maximalen Setzungen nach dem Kalottenvortrieb ließen sich selbst mit einem Vorentspannungsfaktor α_k von 1,00 (keine Auflockerung) nicht weit genug reduzieren. Erst mit dem Strossen-Sohlvortrieb konnte über den Vorentspannungsfaktor eine gute Übereinstimmung – sowohl für die maximale Oberflächensetzung als auch für die Quersetzungsmulde – erzielt werden (siehe Abb. 8-82).

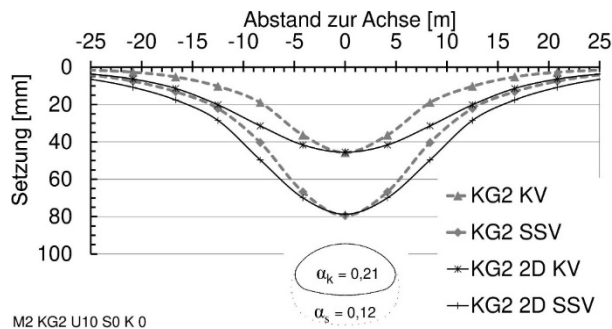


Abb. 8-81: Quersetzungsmulden nach Kalottenvortrieb und Strossen-Sohlvortrieb aus räumlicher und ebener Berechnung (ohne Schirmgewölbesicherung)

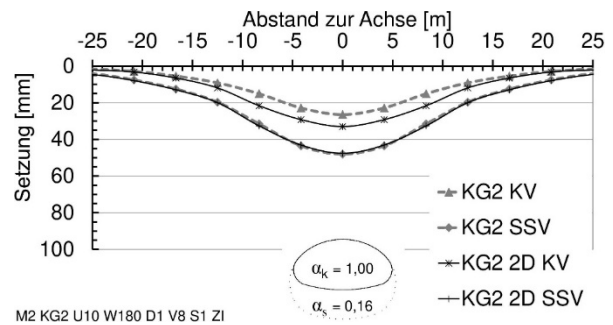


Abb. 8-82: Quersetzungsmulden nach Kalottenvortrieb und Strossen-Sohlvortrieb aus räumlicher und ebener Berechnung (mit Schirmgewölbesicherung)

Die vergleichende Berechnung im ebenen Dehnungszustand zeigt, dass die Setzungsreduzierung durch massive Schirmgewölbesicherungen bei Simulationen mit Teilausbrüchen nicht vollständig über die Vorentspannungsfaktoren nachvollzogen werden kann (siehe Abb. 8-82). Diese Untersuchung verdeutlicht nochmals, dass Schirmgewölbe bereits vor der Ortsbrust einen signifikanten Beitrag zur Lastabtragung in Querrichtung leisten und den Ausbau dadurch wesentlich unterstützen.

Gemäß Abb. 8-82 ist die Form der Setzungsmulden aus ebenen und räumlichen Berechnungen mit Schirmgewölbe dagegen sehr ähnlich (nach Strossen-Sohlvortrieb weitgehend identisch). Das bedeutet, dass die Ortsbrustverformungen bei einem vorhandenen Schirmgewölbe deutlich geringer ausfallen, was bereits in Kapitel 8.1.6 festgestellt wurde.

Wird die Unterteilung in Kalotte und Strosse/Sohle nicht vorgenommen, betrachtet man also Vorentspannung und Ausbruch des gesamten Tunnelquerschnitts auf ein Mal, so können die räumlichen Setzungsmulden ebenfalls gut nachvollzogen werden, wengleich die 2D-Simulation von KG2 wieder eine steilere Setzungsmulde aufweist als die räumliche Simulation. Zur äquivalenten Modellierung der räumlichen Situation sind dabei ohne Schirmgewölbe ein Vorentspannungsfaktor α_{k+s} von 0,12 und mit Schirmgewölbe ein Vorentspannungsfaktor α_{k+s} von 0,18 anzusetzen (Abb. 8-83). Das Schirmgewölbe verursacht demnach im Boden der KG2 nur eine geringe Veränderung des Vorentspannungsfaktors um einen Wert von 0,06 (0,18 minus 0,12).

Die Simulationen in KG1 erfordern ebenfalls nur eine geringe Erhöhung des Vorentspannungsfaktors um 0,04 (0,22 minus 0,18), damit die Setzungen aus dem räumlichen Modell mit Schirmgewölbe nachgebildet werden können (siehe Abb. 8-84).

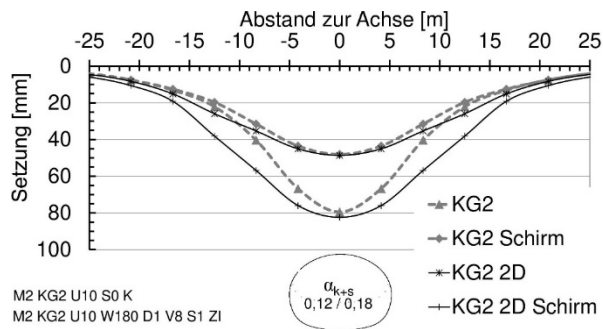


Abb. 8-83: Quersetzungsmulden nach Gesamtausbruch aus räumlicher und ebener Berechnung an KG2 (ohne und mit Schirmgewölbesicherung)

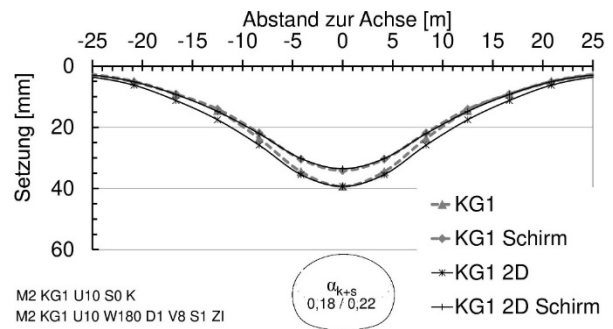


Abb. 8-84: Quersetzungsmulden nach Gesamtausbruch aus räumlicher und ebener Berechnung an KG1 (ohne und mit Schirmgewölbesicherung)

Im Folgenden werden zwei weitere Simulationen am ebenen Modell vorgestellt. In diesen wurden den Elementen des Schirmgewölbes – vor einer Berechnung der Vorentspannung – durch Materialersetzung Kennwerte einer Zementinjektion zugewiesen. Die Verformungen aus dem räumlichen Modell können durch diese Modellierung ebenfalls gut nachvollzogen werden. Die maximalen Setzungen aus dem räumlichen Modell ließen sich am ebenen Modell mit einem Vorentspannungsfaktor α_k von 1,00 für den Kalottenvortrieb sowie mit einem Vorentspannungsfaktor α_s von 0,16 für den Strossen-Sohlvortrieb abbilden. Abb. 8-85 zeigt dabei die Simulationsergebnisse für ein Schirmgewölbe, welches bis zur Kalottensohle (W180) reicht, Abb. 8-86 zeigt die entsprechenden Ergebnisse für ein bis zur Strossensohle (W225) reichendes Schirmgewölbe. Die gewählten Vorentspannungsfaktoren zur Nachbildung der Quersetzungen aus räumlichen Berechnungen sind bei beiden Schirmgewölbeformen identisch.

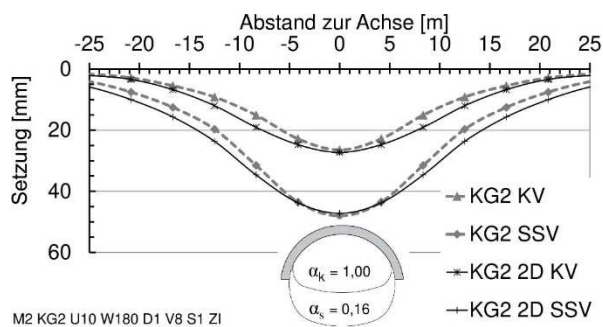


Abb. 8-85: Quersetzungsmulden nach Kalottenvortrieb und Strossen-Sohlvortrieb aus räumlicher und ebener Berechnung (mit Schirmgewölbesicherung bis Kalotte)

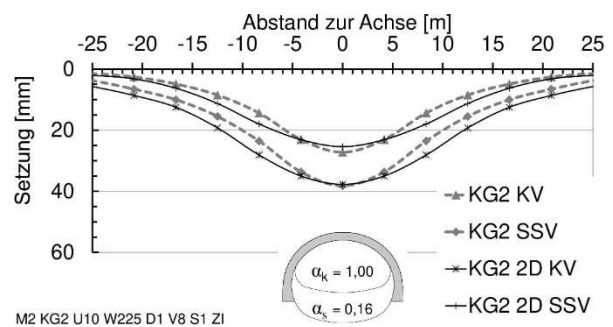


Abb. 8-86: Quersetzungsmulden nach Kalottenvortrieb und Strossen-Sohlvortrieb aus räumlicher und ebener Berechnung (mit Schirmgewölbesicherung bis Strosse)

In den Abb. 8-87 und Abb. 8-88 werden die Ergebnisse der Berechnungen zu Ausbaubeanspruchungen (N und M) nach dem Kalottenvortrieb verglichen. Wird bei den Simulationen ein Schirmgewölbe mittels Vorentspannungsfaktoren oder durch eine Materialersetzung berücksichtigt, so ist die Beanspruchung deutlich größer (ca. 25 bis 70 %) als ohne den Ansatz eines Schirmgewölbes. Nach dem Strossen-Sohlvortrieb (Ringschluss Gesamtausbruch) gleichen sich die Verläufe der Schnittgrößen der ebenen Berechnungen mit und ohne Berücksichtigung eines Schirmgewölbes weitgehend an (ohne Darstellung).

Die Ergebnisse der räumlichen Berechnungen zeigen jedoch eine Abnahme der berechneten Schnittgrößen um ca. 30 bis 50 %, wenn eine Simulation mit injiziertem Schirmgewölbe vorgenommen wird (vgl. Abschnitt 8.1.4).

Eine Bemessung mit den Schnittgrößen aus den 2D-Simulationen, welche ein Schirmgewölbe mittels Vorentspannungsfaktoren oder Materialersetzung berücksichtigen, führt nahezu zu einer Verdopplung der erforderlichen bergseitigen Bewehrung am Kalottenfuß, gegenüber dem Fall, dass in der ebenen Berechnung kein Schirmgewölbe berücksichtigt wird. Um die Schnittgrößen nach Kalottenvortrieb im gleichen Verhältnis wie bei räumlichen Berechnungsergebnissen zu reduzieren, ist eine Verringerung des Vorentspannungsfaktors α_k um einen Wert von ca. 0,15 erforderlich. Die Bemessung zeigt dann eine Halbierung der erforderlichen bergseitigen Bewehrung am Kalottenfuß.

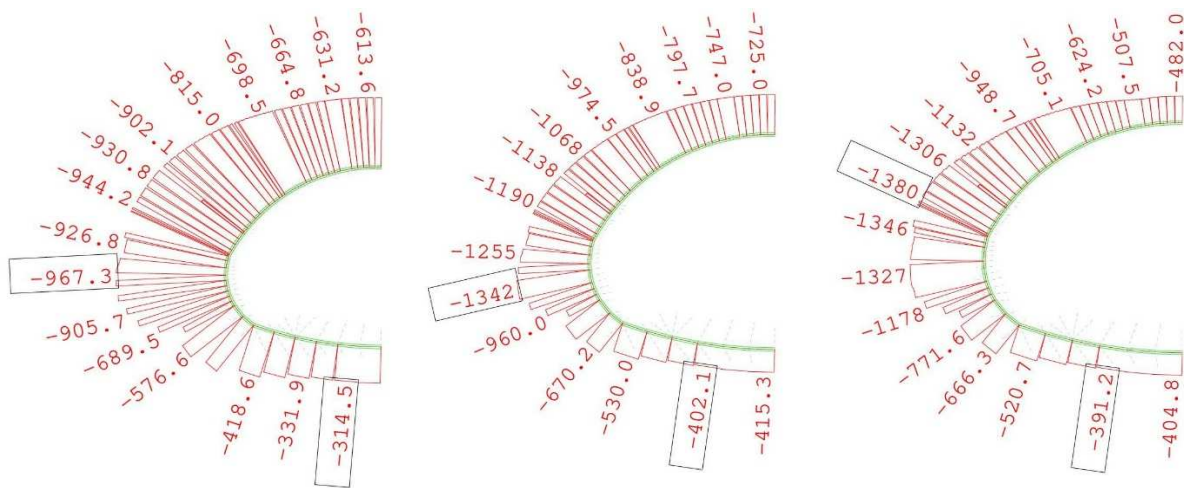


Abb. 8-87.: Normalkräfte in kN in der Außenschale nach Kalottenvortrieb KG2. V. l. n. r.: ohne Schirm / Schirm mittels Vorentspannung simuliert / Schirm durch Materialersetzung simuliert

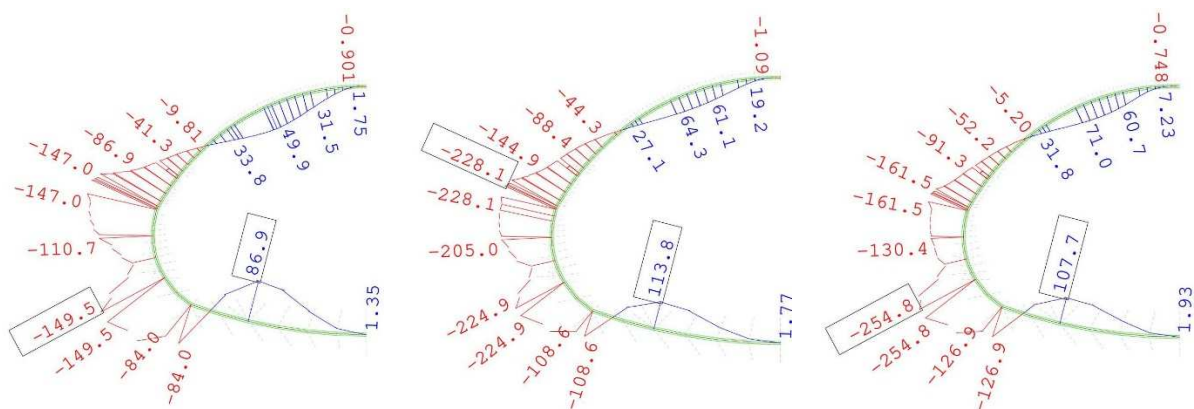


Abb. 8-88.: Biegemomente in kNm in der Außenschale nach Kalottenvortrieb KG2. V. l. n. r.: ohne Schirm / Schirm mittels Vorentspannung simuliert / Schirm durch Materialersetzung simuliert

8.4.3 Schlußfolgerung

Der Vergleich der Setzungsmulden aus ebenen und räumlichen Berechnungen zeigt, dass der Einfluss eines Schirmgewölbes bei ebenen Berechnungen mittels Vorentspannungsfaktoren berücksichtigt werden kann. Wird die Unterteilung in Kalotte und Strosse/Sohle vorgenommen, können die Setzungsmulden infolge dem Kalottenvortrieb aus räumlichen Berechnungen mittels Stützkernverfahren allerdings nicht vollständig nachgebildet werden. Wird der Vortrieb bei den ebenen Simulationen mittels Gesamtausbruch modelliert ist eine gute Übereinstimmung zwischen 2D und 3D-Simulationen möglich. In den untersuchten Lockergesteinen war hierfür eine Erhöhung des Vorentspannungsfaktors (Stützkernverfahren) gegenüber dem Vorentspannungsfaktor ohne Berücksichtigung eines Schirmgewölbes um einen Wert α_{k+s} zwischen 0,04 bis 0,06 bei Gesamtausbruch des Tunnelquerschnitts erforderlich.

Werden dieselben Vorentspannungsfaktoren zur Bemessung der Spritzbetonschale herangezogen, so werden die Schnittgrößen und erforderlichen Bewehrungsmengen überschätzt. Werden die Vorentspannungsfaktoren allerdings zu stark erhöht, um den Einfluss eines Schirmgewölbes zu berücksichtigen, so werden die Schnittgrößen und erforderlichen Bewehrungsmengen unterschätzt.

Um in den untersuchten Lockergesteinen nach Kalottenvortrieb unter einem injizierten Schirmgewölbe die Schnittgrößen im gleichen Verhältnis wie bei räumlichen Berechnungsergebnissen zu reduzieren, ist eine Verringerung des Vorentspannungsfaktors α_k um einen Wert von ca. 0,15 erforderlich. Der Vorentspannungsfaktor α_s für den dann folgenden Strossen-Sohlvortrieb sollte dagegen nicht verändert werden.

Um die Auswirkungen eines Schirmgewölbes auf die Oberflächensetzungen und Ausbaubeanspruchungen mittels ebenen Simulationen erfassen zu können, sind demnach unterschiedliche α -Sätze der Vorentspannung und mindestens zwei Simulationen des Vortriebs erforderlich.

9 Empfehlungen für die Planung und Baupraxis

9.1 Auswahl des Schirmgewölbes

Die Bestimmung eines geeigneten Schirmgewölbes hängt im Wesentlichen von den Baugrundeigenschaften am Projektstandort und den spezifischen Anforderungen (z. B. Verformungsreduzierung über Tage) ab.

Für eine Reduktion von Setzungen muss das Schirmgewölbe in der Lage sein, Lasten in Quertragrichtung abzutragen. Bei Rohr- oder Spießschirmen kann dies durch Injektionen erreicht werden, wenn dadurch ein geschlossener und ausreichend steifer Schirm ausgebildet wird. Für die weiteren Schirme aus DSV, Vereisung oder Manschettenrohrinjektionen gilt ebenfalls, dass eine statische Wirksamkeit in Querrichtung mindestens durch ein Tangieren der säulenartigen Einzelelemente möglich sein muss.

Aus den Untersuchungsergebnissen dieser Arbeit wurde die nachfolgende Tab. 9-1 entwickelt. In dieser Tabelle werden Merkmale der Schirmgewölbesicherungen aufgeführt, die mindestens erforderlich sind, um eine der drei definierten Kategorien des Tragvermögens zu erreichen.

Unter die Kategorie 1 (konstruktive Schirme) entfallen die Schirmbauweisen, die lediglich eine Tragwirkung in Längsrichtung aufweisen. Diese dienen im Wesentlichen zur Sicherung des ungestützten Abschlags vor Verbruch. Konstruktive Schirme werden erforderlich, wenn die Scherfestigkeit des Bodens nicht zur Ausbildung eines natürlichen Längsgewölbes ausreicht. Mit den konstruktiven Schirmen werden, abgesehen der Verminderung der plastischen Verformungen durch Auflockerung oder Nachfall an der ungestützten Laibung, keine nennenswerten Verformungsreduzierungen erreicht.

In die beiden Kategorien der statisch wirksamen Schirme, entfallen die Bauweisen, die eine Lastabtragung in Querrichtung erreichen. Die statisch wirksamen Schirme sind in der Lage, den Ausbau bei der Lastabtragung zu unterstützen, und reduzieren zudem vortriebsbedingte Setzungen. Die Merkmale, die ein Schirmgewölbe mindestens aufweisen muss, um als statisch wirksam zu gelten, werden in der Spalte der Kategorie 2 aufgeführt.

Die Kategorie 3 beschreibt die Merkmale, bei denen in den zuvor beschriebenen Untersuchungen das beste Trag- und Verformungsverhalten bei möglichst geringem Ressourceneinsatz festgestellt wurde. Eine weitere Erhöhung der Werte für die angeführten Parameter bewirkt keine signifikante Verbesserung des Tragverhaltens.

Aus Tab. 9-1 wird ersichtlich, dass alle Gruppen der in Kapitel 3 ausführlich beschriebenen Schirmgewölbe im nichtbindigen Lockergestein so hergestellt werden können, dass jede der drei Kategorien erreicht werden kann. Zur Dimensionierung der Schirme sind immer Betrachtungen zur Standsicherheit und gegebenenfalls zur Gebrauchstauglichkeit

vorzunehmen, deren Ergebnisse Abweichungen von den folgenden Angaben zur Folge haben können.

Tab. 9-1: Mindestanforderungen an das Schirmgewölbe zum Erreichen der jeweiligen Kategorie des Tragvermögens

Kategorie des Tragvermögens	Kat. 1	Kat. 2	Kat. 3
	konstruktive Schirme	statisch wirksame Schirme (geringe Tragwirkung)	statisch wirksame Schirme (hohe Tragwirkung)
Allgemeine Mindestanforderungen			
L _{vorauseilend}	4,0 m	6,0 m	8,0 m
Abdeckung der Kalotte	90°	150°	180°
Dicke	keine Anforderungen	0,3 m	1,0 m
zusätzliche bauartspezifische Mindestanforderungen			
Spießschirme Überlappung / Bauart	2-fach	3-fach zzgl. Injektion	4-fach zzgl. Injektion
Spieße - Bauart	alle Bauartgruppen von Spießen	Rohrspieße, Selbstbohrende Rohrspieße	Selbstbohrende Rohrspieße
Rohrschirme	einlagig	einlagig zzgl. Injektion oder Ø Rohr ≥ 0,3 m	doppellagig zzgl. Injektion oder Ø Rohr ≥ 1 m
DSV-, Injektions- oder Gefrierschirme	aufgelöst	tangierend	überlappend

Nachfolgend werden Vortriebsrandbedingungen im Lockergestein in der Reihenfolge steigender Bedeutung aufgeführt. In *kursiver Schrift* ist die Kategorie des Tragvermögens (gemäß Tab. 9-1) angegeben, welcher ein Schirmgewölbe in diesem Kontext mindestens entsprechen sollte. Zusätzliche Angaben ergänzen die Empfehlung bei Bedarf.

- Vortriebe ohne zusätzliche Anforderungen im Hinblick auf Verformungen oder die Standsicherheit an der Geländeoberfläche
Konstruktive Schirme, Kat. 1
- Vortriebe in Böden mit geringer Kohäsion, steiler Körnungslinie (enggestufte Sande, Rollkieslagen)
Konstruktive Schirme, Kat. 1 mit Verkittungsinjektionen bzw. mit deutlich reduziertem Abstand der Elemente in Querrichtung
- Vortriebe, bei denen Verformungen beschränkt werden sollen, beispielsweise um Querschnittskonvergenzen zu verringern (Profilgenauigkeit) und die Lagebeeinflussung von Anlagen / Bauwerken auf ein vorgegebenes Maß zu beschränken
Statisch wirksame Schirme, Kat. 2
- Innerstädtische Vortriebe / Vortriebe unter bzw. im Einflussbereich von Bebauung, Baugruben, (Gas-)Leitungen
Statisch wirksame Schirme, Kat. 3
- Bauwerke im Einflussbereich von wesentlicher Bedeutung / kritischer Infrastruktur
Statisch wirksame Schirme, Kat. 3 mit Dimensionierung auf der sicheren Seite

Für Vortriebe, bei denen kein Vorlauf für Verfahrensoptimierungen besteht (z. B. Vortriebsbeginn bereits im Einflussbereich von Bauwerken), sollte zunächst eine höhere Kategorie bzw. auf der sicheren Seite dimensioniert werden.

In die Auswahl und Planung sollten auch die bauartspezifischen Besonderheiten einfließen, die im Kapitel 3 beschrieben wurden.

Weitere zu berücksichtigende Randbedingungen, die im Zuge der vorliegenden Arbeit nicht untersucht wurden, sind:

- Vortriebe in bindigen Böden
- $\ddot{U} < \frac{1}{2} D$ und $\ddot{U} > 3 D$
- Ungestützte Abschlagslängen $> 1,0$ m
- Vortrieb unterhalb des Grundwasserstandes
- Schirmgewölbe welche zusätzlich der Abdichtung dienen
- Druckluftvortriebe

Wenn über größere Vortriebsdistanzen Lockergesteinsvortriebe zu bewältigen sind, ist dem Spritzbetonvortrieb im Hinblick auf Sicherheit und Wirtschaftlichkeit meist ein maschineller Vortrieb vorzuziehen. Über kurze Distanzen, z. B. bei Querungen, Querschlägen und Anschlüssen, sind selbst bei hohen Anforderungen die Spritzbetonvortriebe mit Schirmgewölbesicherung Mittel der Wahl.

9.2 Bemessung der Schirmgewölbesicherung

Schirmgewölbe sind bei den zu führenden Standsicherheitsnachweisen immer zu berücksichtigen, wenn sie als tragendes Bauteil angesetzt werden. Sie sind dann in Abhängigkeit des vorgesehenen Schirmgewölbetyps mit unterschiedlichem Detaillierungsgrad zu untersuchen und zu bemessen.

Eine detaillierte Untersuchung ist dagegen nicht nötig, wenn die Schirme lediglich als konstruktive Elemente gemäß Kapitel 9.1, Tab. 9-1 eingesetzt werden, z. B. um ein Ausrieseln von Bodenpartikeln zu verhindern. In diesem Fall setzt die Wirksamkeit des Schirms voraus, dass das Lockergestein eine gewisse Kohäsion (leichte Zementierung, Verzahnung der Körner oder Kapillarität) besitzt. Bei der Auslegung können die grundlegenden Merkmale der Tab. 9-1 herangezogen, sowie ergänzend die Hinweise aus Kapitel 9.4. beachtet werden.

Die Ortsbruststandsicherheit ist ohne Ausnahme jeweils gesondert zu betrachten. Eine Verringerung der erforderlichen Stützkraft an der Ortsbrust kann nur in Betracht gezogen werden, wenn das Schirmgewölbe nachweislich stützend wirkt.

An konstruktiven Schirmen, welche das Längsgewölbe unterstützen, sind die Schnittgrößen der säulenartigen Elemente mit den vereinfachten Betrachtungen gemäß Kapitel 4.3 zu ermitteln. Eine Bemessung ist dann materialspezifisch vorzunehmen, z. B. Spieß- oder Rohrschirmrohre gemäß DIN EN 1993-1-1 (2010). Aus der Literaturrecherche ergab sich das Modell gemäß VOLKMANN und SCHUBERT (2010) als geeignetes vereinfachtes Berechnungsverfahren für herkömmliche Vortriebe. In schwierigen Verhältnissen oder für wirtschaftlichere Auslegungen sind detailliertere Betrachtungen zu empfehlen. Dazu eignen sich beispielsweise die beiden Prognoseverfahren von ECKL (2012) sowie das Modell gemäß SONG et al. (2013), insbesondere für Rohrschirme bzw. längere Spießschirme. Einschränkungen dieser vereinfachten Verfahren sind stets zu beachten.

Die Finite-Elemente-Methode (FEM) kann ebenfalls herangezogen werden, wenn zusätzlich Betrachtungen der Gebrauchstauglichkeit (z. B. Prognose der Oberflächensetzungen) überprüft werden soll. Wenn bautechnisch eine Quertragwirkung der Schirmgewölbe erzielt wird (statisch wirksame Schirme gemäß Tab. 9-1), z. B. durch ein Tangieren der Längstragelemente oder aber durch Injektionen, muss auch die Schirmaufstandsfläche im Hinblick auf die Grundbruchsicherheit der Fußauflager untersucht werden. Hierfür eignen sich ebene Finite-Elemente-Berechnungen im Zusammenhang mit einer Phi-c-Reduktion. Des Weiteren können mittels FEM die Beanspruchungen im Bereich des Schirms ermittelt und mit den Widerständen verglichen werden, um die innere Tragfähigkeit des Schirms nachzuweisen.

Die Verwendung von gemittelten Kennwerten aus Stabquerschnitt und umgebendem Boden überschätzt die Tragwirkung und Steifigkeit in Querrichtung deutlich. Sie liegt demnach auf der unsicheren Seite und sollte weder für Verformungsbetrachtungen, noch für Standsicherheitsnachweise verwendet werden.

Bei injizierten Schirmgewölben und DSV-Schirmen sind die Regelungen gemäß DIN 4093 (2015) zur Bemessung von verfestigten Bodenkörpern zu beachten (Ermittlung der Bemessungswerte für Beanspruchungen und Widerstände). Bei Vereisungen sollten die mechanischen Eigenschaften (Widerstände) vorab gesondert im Labor ermittelt werden. Auch sind Betrachtungen für den Zustand nach dem Abtauen vorzunehmen.

Bei Verformungsberechnungen zum Nachweis der Gebrauchstauglichkeit kann der Einfluss des Schirmgewölbes auf den Vortrieb vereinfacht über einen Vorentspannungsfaktor berücksichtigt werden, wenn das Gewölbe für eine Quertragwirkung ausgelegt ist. Wird die Simulation ohne Querschnittunterteilung (Gesamtausbruch) vorgenommen, so kann der Vorentspannungsfaktor α beim Stützkernverfahren um einen Wert von 0,05 erhöht werden. Dies gilt auch, wenn der Schirm explizit modelliert wird. Zu beachten bleibt jedoch auch hierbei, dass ein Nachweis der Grundbruchsicherheit an der Schirmaufstandsfläche zu führen ist.

Räumliche Modelle können in Ausnahmefällen benötigt werden, wenn die Einflüsse des Schirmgewölbes auf die Oberflächensetzungen mit großer Genauigkeit prognostiziert werden sollen. Dies kann auch der Fall sein, wenn die Randbedingungen keine Erprobungen während des Vortriebs ermöglichen (vortriebsbegleitende Optimierungen). Weiterhin sollten räumliche Berechnungen durchgeführt werden, wenn die Schirme unter die Kategorie 3 der Tab. 9-1 (statisch wirksame Schirme mit hohen Anforderungen) zu zählen sind. Die Modellierung kann dann in einer Detaillierungsstufe ähnlich dem hier vorgestellten Modell 1 (siehe Abschnitt 7.4.4) vorgenommen werden.

Generell sind mit Blick auf die Standsicherheit bzw. auf die Prognostizierbarkeit von Versagenszuständen duktile Systeme geeigneter. Wenn wegen strengen Gebrauchstauglichkeitsanforderungen spröde Systeme (z. B. ZI, VE oder DS) eingesetzt werden, können duktilitätserhöhende Maßnahmen (z. B. Anker) ergänzt werden. Schirme aus PI weisen eine hohe Duktilität auf und können als Alternative in Betracht gezogen werden.

9.3 Bemessung der Spritzbetonschale

Die Spritzbetonschale wird durch ein Schirmgewölbe entlastet, wenn das Gewölbe für eine Lastabtragung in Querrichtung ausgelegt ist. Bei den üblichen 2D FE-Berechnungen kann die Beanspruchung der Spritzbetonschale ebenfalls über den Vorentspannungsfaktor gesteuert werden. Die Vorgehensweise kann dann analog zur Setzungsberechnung erfolgen, nur dass nun eine größere Vorentspannung (kleinerer Vorentspannungsfaktor α beim Stützkernverfahren) gewählt wird. Die Verringerung des Vorentspannungsfaktors α kann in Abhängigkeit des Schirmgewölbes um einen Wert von ca. 0,05 (Kategorie 2 der Tab. 9-1) bis 0,15 (Kategorie 3 der Tab. 9-1) vorgenommen werden. Wichtig hierbei ist, dass die Abminderung des Vorentspannungsfaktors α nicht zu stark gewählt wird (unsichere Seite).

9.4 Hinweise für die Herstellung von Spießschirmen

Im Zuge einer Abschlussarbeit von KÖGL (2018) wurde eine Befragung der am Lockergesteinsvortrieb des Tunnel Oberau beteiligten Bohristen und Mineure (siehe auch Kapitel 5.2) durchgeführt, welche zu dem Ergebnis kam, dass die Selbstbohrspieße im Hinblick auf das Einbringen nachteilig gegenüber den selbstbohrenden Rohrspießen sind (vgl. auch Kapitel 3.2, Tab. 3-2).

Das Bohrloch und der Ausbruchsrand wurden bei der Verwendung von Selbstbohrspießen als instabil und aufgelockert bewertet. Dies wurde von den Bohristen mit der direkt auf das Gebirge übertragenen Vibration des Spießes begründet. Zudem fließt das Spülwasser im Ringraum zwischen Spieß und Gebirge zurück, wodurch der Boden erodiert wird. Da Selbstbohrspieße gleichzeitig als Bohrgestänge dienen, tritt beim Bohren von längeren Spießen zudem häufig ein Verdrillen auf.

Selbstbohrende Rohrspieße wurden dagegen als vorteilhaft bewertet. Die Bohristen sahen den Vorteil darin, dass hierbei das Bohrgestänge eine höhere Torsionssteifigkeit besitzt und zudem entkoppelt vom Baugrund geführt wird. Beim selbstbohrenden Rohrspieß wird das Bohrgestänge innerhalb des Spießrohres geführt und nach dem Einbringvorgang zurückgezogen. Mit dem Spießrohr wird somit nicht gebohrt, sondern dieses wird der verlorenen Bohrkronen direkt nachgeführt. Zudem wurden aufgrund des Rückflusses im Spießrohr sowie des geringen Überschnitts durch die kleinere Bohrkronen das Bohrloch sowie der Ausbruchsrand als stabil bewertet.

Lediglich das Zusammensetzen der selbstbohrenden Rohrspieße (Aufschieben des Spießrohres auf das Bohrgestänge und Anbringen der Bohrkronen) wurde von den Mineuren als Nachteil gegenüber den Selbstbohrspießen angesehen, weil dies einen größeren händischen Arbeitsumfang bedeutet.

Aus den fachtechnischen Begleitungen der Spießherstellung am Tunnel Oberau wurde ersichtlich, dass die Einbringung der Rohrspieße je Spieß und Lafette ca. 3 bis 4 min dauert. Bei 72 Spießen je 2 m Vortrieb ist für die Spießeinbringung je Vortriebsmeter mit ca. 1 bis 2 h zu rechnen, wenn mit zwei Bohrlafetten gearbeitet wird.

Für die Spießinjektion ist aus den Erfahrungen gemäß Kapitel 5.3 und Abschnitt 12A.3.5 eine gewisse Pumpzeit einzuplanen. Je Spieß kann dabei eine Injektionsdauer von 15 min veranschlagt werden. Dabei ist zu berücksichtigen, dass diese Zeit in Abhängigkeit der Baugrundverhältnisse stark variieren kann. Technisch besteht die Möglichkeit, über Verteiler mit einer Injektionspumpe mehrere Spieße gleichzeitig zu injizieren bzw. zusätzliche Injektionspumpen bereitzustellen. Bei 10 gleichzeitig beaufschlagten Injektionsstellen (Spießen) ist für o. g. Beispiel eine entsprechende Injektionszeit inkl. Umsetzen von 1 bis 2 h je Vortriebsmeter zu berücksichtigen. Die in Abhängigkeit des Bodens erforderlichen w/b-Werte bzw. die Viskositätswerte sind ggf. zu variieren. Für den Erfolg der Porenrauminjektion ist eine geeignete Abbindezeit zu wählen, innerhalb der sich das Injektionsmaterial mit der

vorhandenen Injektionstechnik verarbeiten lässt. Zu kurze Abbindezeiten führen zu Ablagerungen in den Injektionskanälen, mit der Konsequenz von stetigen Querschnittsverminderungen der Kanäle und entsprechend ansteigenden Druckdifferenzen zwischen Pumpe und Injektionsstelle. Setzpacker, mit denen unterschiedliche Drücke über den Bohrlochverlauf eingebracht werden können, sind bei sehr kurzen Abbindezeiten ungeeignet.

Die beiden folgenden Fotos sollen die Auswirkungen von Verkittungsinjektionen auf die mit Spießen gestützte Laibung am Abschlag verdeutlichen. Die Abb. 9-1 zeigt Auszüge eines Spießschirms, bei dem Zementinjektionen über die verwendeten Selbstbohrspieße nur unzureichend in den Boden eingebracht werden konnten. Deutlich ersichtlich sind die dunklen Bereiche über den Spießen, aus denen Bodenkörner herausgerieselert sind. Gemäß Kapitel 4.4 kann sich ein solches Ausrieseln bis an die Oberfläche fortsetzen und zum Verbruch führen. Die Abb. 9-2 zeigt ebenfalls einen mit Spießen gestützten Ausbruchsrund. Bei diesem konnten Polymerinjektionen, die über gerammte Rohrspieße eingebracht wurden, erfolgreich ausgeführt werden. Im Ergebnis wurde ein stabiler Ausbruchsrund mit geringem Überprofil ohne ein Ausrieseln der Bodenkörner zwischen den Spießen erreicht.



Abb. 9-1: unzureichende Vergütung



Abb. 9-2: erfolgreiche Vergütung

9.5 Qualitätssicherung von Spießschirmen mit Injektionen

Eine Qualitätssicherung von Spießschirmen, die gemäß Kapitel 9.1, Tab. 9-1 zur Kategorie der konstruktiven Schirme gehören, wird durch die geologische Vortriebsdokumentation vorgenommen. Auf einen häufig bzw. übermäßig dokumentierten Nachfall zwischen den Spießen kann dann mit einer Änderung des Schirmlayouts (z. B. Spießabstand), der Spießtypen oder des Einbauverfahrens reagiert werden.

Werden Spießschirme gemäß Kapitel 9.1, Tab. 9-1 als statisch wirksame Schirme eingesetzt, sind Maßnahmen zur Qualitätssicherung erforderlich.

Zur Kontrolle der angesetzten Tragwirkung eignen sich Verformungsmessungen unter und über Tage in Zusammenhang mit numerischen Berechnungen. Basierend auf dem Vergleich von prognostizierten und gemessenen Verformungen können im Sinne der

Beobachtungsmethode nach DIN 1054 (2021) bzw. EC 7-1 (2014) Anpassungen des Schirmdesigns während des Vortriebs erfolgen.

Da eine Quertragwirkung von Spießschirmen gemäß den vorstehenden Untersuchungen nur durch Injektionen erreicht werden kann, sind zusätzlich Maßnahmen zur Qualitätssicherung der Injektion erforderlich.

Hierzu ist zunächst auf die DIN 4093 (2015) zu verweisen, worin die Bemessung von verfestigten Bodenkörpern und insbesondere Eignungs- und Kontrollprüfungen zur Bestimmung der Widerstände geregelt sind. Zwar beziehen sich diese Regelungen auf Zement- oder Silikatinjektionen, sie können aber grundsätzlich auf andere Injektionsmittel übertragen werden. Die Proben für die Eignungsversuche können beispielsweise gemäß den Empfehlungen von KAINRATH (2017) oder nach der in dieser Arbeit im Abschnitt 12A.3.5 beschriebenen Vorgehensweise gewonnen werden.

Für den Einsatz von Feinstbindemitteln sollten die Empfehlungen von SCHULZE (2002) beachtet werden, welche zum Teil ebenfalls auf weitere Injektionsmittel übertragen werden können. Bei der Verwendung von Injektionsmitteln aus Polymeren ist eine chemische Grundwasseranalyse vorab zwingend, da der pH-Wert einen großen Einfluss auf die Reaktionszeit hat.

Protokollierung und Dokumentation sind ebenso wichtig für die Abrechnung wie für die Beurteilung des Injektionserfolgs während der Maßnahme, um beim laufenden Vortrieb Verbesserungen am Injektionskonzept vornehmen zu können. Die DIN EN 12715 (2021) regelt diese Prozesse umfangreich und ist für die Injektionen am Spießschirm zu beachten.

Bei injizierten Spießschirmen sollte mindestens ein Referenzspieß im Bereich der Ortsbrust in der gleichen Schicht wie die Spieße angeordnet werden. Kommt der Spießschirm in mehreren Schichten unterschiedlicher Eigenschaften zum Liegen, sollten auch die Anordnung und Anzahl der Referenzspieße in der Ortsbrust angepasst werden. An dem Referenzspieß kann der Injektionskörper hinsichtlich seines erreichten Durchmessers in der anstehenden Geologie bewertet werden. Auf Abweichungen vom Soll kann bereits direkt mit dem nächsten Einbau von Spießen reagiert werden. Zudem ist es möglich, aus den Injektionskörpern Proben zu gewinnen, um einen Vergleich mit den angesetzten Bemessungswerten zu erhalten.

Aufgrund der Komplexität des Bauablaufs, der Injektionstechnik und der Baugrundverhältnisse ist der Weg zum Erfolg ein iterativer Prozess, der insbesondere in der Anfangsphase eine hohe Aufmerksamkeit bei den Projektbeteiligten bedarf.

10 Zusammenfassung und Ausblick

Spießschirme bilden Schirmgewölbesicherungen aus stabförmigen Sicherungsmitteln und werden beim herkömmlichen Lockergesteinsvortrieb zumeist als konstruktive Sicherungsmittel eingesetzt. In der vorliegenden Arbeit konnte gezeigt werden, dass sie bei geeigneter Auslegung mit ergänzenden Injektionen ein deutliches Potential aufweisen, mit massiveren Schirmgewölbebauweisen im Hinblick auf deren Tragvermögen zu konkurrieren.

Ein Überblick von Modellansätzen zur Bemessung dieser stabförmigen Sicherungsmittel verdeutlicht bereits die Komplexität ihres Tragverhaltens, da sie zusätzlich zur kleinräumigen Stützwirkung des ungestützten Abschlags eine übergeordnete Längs- und Quertragwirkung aufweisen. Die Tragwirkung ist dabei abhängig von der Bauweise des Schirmgewölbes und der Umgebungseinflüsse (Bodenbeschaffenheit) unterschiedlich stark ausgeprägt.

Um die Tragwirkung von stabförmigen Schirmen zu untersuchen, wurden umfangreiche numerische Berechnungen durchgeführt und mit experimentellen Untersuchungen ergänzt. So wurde zunächst anhand von 3D-FE-Berechnungen im Zuge einer geotechnischen Beratungsleistung zum Tunnel Oberau der Einfluss der ausgeschriebenen Querschnittsgestaltung und Sicherungsmittel auf die zu erwartenden Oberflächensetzungen untersucht. Besondere Beachtung fanden dabei die dem Vortrieb vorausseilenden Spießschirme und Ortsbrustanker. Eine wesentliche Erkenntnis aus diesen Untersuchungen ist, dass der Spießschirm zusätzlich zur Stützung des Gebirges im Bereich des Abschlags eine Quertragwirkung um den Ausbruchsrand aufweist, wenn die Spieße zur Injektion des Bodens genutzt und bis in den Bereich der Kalotte angeordnet werden. Dies konnte durch den Vergleich umfangreicher Feldmessungen bestätigt werden, da am Tunnel Oberau verschiedene Bauweisen ausgeführt wurden (siehe auch Kapitel 5.2).

Aus den begleiteten Baumaßnahmen mit ausgeführten Spießschirmen wurde ersichtlich, dass die Art der Spieße und das Einbringverfahren (Rammspieß / Selbstbohrspieß / Rohrspieß, jeweils unvermörtelt oder vermörtelt) einen wesentlichen Einfluss auf den Erfolg der Baumaßnahme haben. Die technische Herstellbarkeit von 6 bis 8 m langen Spießen ohne sichtbare Auflockerung des grobkörnigen Bodens wurde bestätigt. Der Einfluss von Polymerinjektionen am Spießschirm konnte im Rahmen des Projekts Westtangente Freising bewertet werden.

Die Feldmessungen dienten maßgeblich als Grundlage zur Kalibrierung der in den Kapiteln 7 und 8 beschriebenen, detaillierten räumlichen Vortriebssimulationen. Des Weiteren wurde eine Vielzahl bodenmechanischer Laboruntersuchungen durchgeführt, um Stoffparameter für den unvergüteten und vergüteten Boden zu ermitteln. Hierbei sind insbesondere die Ergebnisse der Polymerinjektionen in Kapitel 12A.3 hervorzuheben, die den Anwendungsbereich von Niederdruckinjektionen zur Bodenvergütung im Schirmgewölbe auf Bodenarten erweitern, die mit herkömmlicher Zementinjektion nicht bzw. nicht effizient injizierbar sind. Da die Reaktionszeit dieser Injektionsmittel regulierbar ist, können ihre

Eindringtiefe und die Festigkeiten innerhalb gewisser Grenzen gesteuert werden. Dadurch kann während des Vortriebs flexibel auf geologische Veränderungen reagiert werden.

Mit den im Hauptteil der vorliegenden Arbeit durchgeführten numerischen Modellierungen ist es gelungen, das Tragverhalten des gesamten Spießschirms unter Berücksichtigung der wesentlichen Einflussgrößen und Komponenten deutlich besser als bisher zu verstehen. Ein großer Wert wurde hierbei auf die Modellvalidierung gelegt, um realistische bzw. belastbare Ergebnisse zu erzielen.

Die Ergebnisse der numerischen Simulationen zeigen einen großen Einfluss der Baugrundverhältnisse auf die Beanspruchung des Schirmgewölbes und insbesondere auf die Normalkräfte in den einzelnen Spießen. Je niedriger die Steifigkeit und Festigkeit des Bodens, desto größer ist die Beanspruchung des Schirms.

Durch den Ausbruch entspannt sich der Boden im Bereich der Ortsbrust, weshalb es hier zu Verformungen entgegen der Vortriebsrichtung kommt. Diese Entlastung ruft durch eine Gewölbekonstruktion Horizontalspannungen hervor, die entgegen der Vortriebsrichtung im Boden am Ausbruchsrand besonders groß sind. Diese sich in Tunnelrichtung horizontal ausbildende Druckgewölbe kann nur durch räumliche Berechnungen erfasst werden. Die Spieße werden in diejenigen Bereiche eingebaut, in denen die Druckspannungen aus der Gewölbekonstruktion besonders groß sind. In der unteren, am weitesten vorausgehenden Spießlage treten dementsprechend die größten Normalkräfte (Druck) in der Firste auf.

Wird der gesamte Spießschirm als Biegebalken betrachtet, dessen Stützung im Ausbruchbereich nahezu null ist und der sich vor der Ortsbrust auf den Boden und hinter der Ortsbrust auf die Spritzbetonschale auflagert, so ergibt sich das beobachtete Bild der Normalkraftverteilung aus Druck und Zugkräften. Für den Spießschirm kann dieses Tragverhalten auch als globales Tragverhalten bezeichnet werden, wonach die Spieße der unteren Ulme im Bereich der Zugzone und die Spieße im Firstbereich in der Druckzone des fiktiven Biegebalkens angeordnet sind.

Direkt am Abschlag zeigen die Spieße in der Firste eine Biegebeanspruchung, da sie die Last des Bodenpaketes unter dem Längsgewölbe aufnehmen, welches sich über dem ungestützten Abschlag ausbildet. Eine signifikante Längstragwirkung infolge der mehrmaligen Überlappung der Spieße bildet sich erst bei ungestützten Abschlagslängen von etwa $> 2,0$ m aus, die in der Praxis jedoch unüblich sind.

Es kann schlussgefolgert werden, dass der Spießschirm im Wesentlichen auf die vortriebsbedingten Spannungsumlagerungen und Verformungen des angrenzenden Gebirgsbereiches reagiert. Die ermittelten Schnittkräfte und Verformungen sind Reaktionen auf die oben genannten Einwirkungen.

Eine nennenswerte Auswirkung des Spießschirms auf die Umlagerungen im Gebirge ist nicht festzustellen. Eine signifikante Reduzierung der Ausbau- und Ortsbrustbeanspruchung sowie der Oberflächensetzungen ist durch Spießschirme ohne Injektion somit nicht zu erwarten.

Trotzdem bewirkt ein Spießschirm (auch ohne Injektion) eine deutliche Verringerung der Zugzone im Gebirge im Bereich der Abschlagslaibung. Der Spießschirm erfüllt dadurch seine Funktion zur Sicherung des ungestützten Abschlags vor Ausrieseln und Verbruch.

Dennoch wird erst durch die Injektion eine Tragwirkung des Schirms in Längs- und Querrichtung ermöglicht. Modellhaft wirkt der Schirm dabei als Halbschale, welche den Spritzbetonausbau in Längsrichtung abdeckt und über diesen an der Ortsbrust vorauseilend ins Gebirge ragt. Diese Halbschale biegt sich im Bereich des ungestützten Abschlags bzw. der noch weichen Spritzbetonschale ähnlich einem Balken nach unten durch. Dabei entstehen die maximalen Druckspannungen im Bereich der Firste an der Außenseite des Schirms (gedachte Halbschale). Die Beanspruchung der einzelnen Spieße verändert sich gegenüber dem Spießschirm ohne Injektion deutlich und entspricht dem Längstragverhalten des gesamten injizierten Schirms. So bilden sich die maximalen Druckkräfte in den einzelnen Spießen an der oberen Lage aus. Auch hier zeigt sich, dass sich die Spießnormalkräfte eher als passive Reaktion auf das Tragverhalten des gesamten Schirms ausbilden.

Dieses injizierte Schirmgewölbe weist in Querrichtung eine ausgeprägtere Tragwirkung als in Längsrichtung auf. Eine Lastabtragung in Längsrichtung ist nur im Bereich des Vortriebs möglich und erforderlich. Dort werden die Lasten des aufgelockerten Bodens unterhalb des Längsgewölbes, welches sich am ungestützten Abschlag ausbildet, vom Schirm aufgenommen. Zusätzlich werden vom Schirm Lasten aus der horizontalen Ortsbrustentension aufgenommen. Mit zunehmendem Abstand hinter der Ortsbrust nehmen die Beanspruchungen im Schirm aus der Längstragwirkung ab. Ab ca. 50 bis 60 m hinter der Ortsbrust sind dann keine Beanspruchungen mehr im Schirm erkennbar, die der Längstragwirkung im Vortriebsbereich zuzuordnen sind.

Die Beanspruchung im Schirm aus der Quertragwirkung nimmt hinter der Ortsbrust noch zu und bleibt zudem auch im stationären Zustand erhalten. Ein Grund für die größere Beanspruchung in Querrichtung ist, dass die zu unterstützende Gewölbebreite in Querrichtung größer ist als diejenige in Längsrichtung (Tunnelbreite versus Länge des ungestützten Abschlags). Auch verhält sich der Schirm im Querschnitt steifer als in Längsrichtung (Modell Halbschale).

Bezüglich des allgemeinen Tragverhaltens der Schirmgewölbe haben sich aus den Parameterstudien folgende Erkenntnisse ergeben:

- Um Setzungen an der Oberfläche zu verringern, muss das Schirmgewölbe in der Lage sein, Lasten in Querrichtung abzutragen. Dazu ist in Querrichtung ein mittels Injektionskörpern geschlossener Schirm bzw. ein Tangieren der Einzelemente erforderlich.
- Die Wirksamkeit eines Schirmgewölbes nimmt mit geringerer Festigkeit und Steifigkeit des Bodens und geringerer Überdeckung zu.
- Die Dicke des Schirmgewölbes spielt eine wesentliche Rolle, sowohl für die Lastabtragung und Verformungsreduzierung als auch für die Grundbruchsicherheit

am Kalottenfuß. Bei den vorliegenden Betrachtungen hat sich ein 1 m dickes Schirmgewölbe als ausreichend gezeigt.

- Eine signifikante Verformungsreduzierung durch ein Schirmgewölbe ergibt sich nur, wenn dieses die Kalotte in einem ausreichenden Winkel (ab ca. 150°) umspannt.
- Die Injektionskörper sollten eine möglichst hohe Steifigkeit ($E_s > 500 \text{ MN/m}^2$) aufweisen. Die Kohäsion sollte mindestens 100 kN/m^2 betragen.
- Am Fuß des Schirmgewölbes müssen gesonderte Betrachtungen vorgenommen werden, da an dieser Stelle ein Versagen durch Grundbruch auftreten kann.
- Ein deutlich der Ortsbrust vorseilender Schirm ist nicht zwingend erforderlich. So ergab sich für den in dieser Arbeit betrachteten Ausbruchsquerschnitt ab einer vorseilenden Länge von 6 m keine wesentliche Reduzierung von Oberflächensetzungen.
- Das Schirmgewölbe führt zu einer signifikanten Reduktion der Beanspruchungen in der Außenschale / den Ausbaubögen.
- Eine Auflockerung des Bodens durch die Schirmgewölbeherstellung ist durch ein möglichst gebirgsschonendes Einbringverfahren der Spieße zu begrenzen.
- Fehlstellen im Injektionskörper sind in gewissem Maße tolerierbar. Sie sollten nicht mehr als 20 % des gesamten Schirms umfassen und an Einzelstellen eine max. Kantenlänge von $\frac{1}{2}$ der Schirmdicke betragen.
- Ortsbrustanker spielen eine wichtige Rolle zur Auflagerstabilisierung des Schirmgewölbes. Bei nur gering vorseilenden Schirmgewölben (ca. $\leq 4 \text{ m}$) muss der Ausbruchsrand zusätzlich gesichert werden.
- Standsicherheitsbetrachtungen der Ortsbrust sind auf der sicheren Seite, d. h. ohne Berücksichtigung des Schirmgewölbes zu führen, denn der Schirm bewirkt keine signifikante Verbesserung der Ortsbruststandsicherheit.

Durch die mehrfache Überlappung der Spieße mit entsprechender Länge kann ein ausreichend tragfähiges Schirmgewölbe durch Injektionen ausgebildet werden, welches Lasten in Längs- und Querrichtung abträgt. Durch die hohe Flexibilität des Bauverfahrens kann schnell auf geologische Veränderungen reagiert und eine höhere Effizienz und Wirtschaftlichkeit im Vergleich zu anderen Verfahren erreicht werden.

Basierend auf den Erfahrungen aus den Projekten und den Ergebnissen der numerischen Simulationen wurden Empfehlungen für die Auswahl der Schirmgewölbesicherung sowie Planungs- und Ausführungshinweise für die Praxis gegeben.

Für weiterführende Untersuchungen ist es zweckmäßig den Detaillierungsgrad des Modells zu erhöhen, was mit voranschreitender Rechenleistung zukünftig möglich erscheint. Dadurch können einige Betrachtungen, die in der vorliegenden Arbeit nur mittels Teilmodellen möglich waren, in ein Gesamtmodell zur räumlichen Vortriebssimulation integriert werden. Beispielsweise wären dies die geneigte Anordnung der Spieße sowie eine Abbildung der Spieße als Kontinuumsselemente anstatt als Stäbe.

Mit den Parameterstudien wurde versucht, ein möglichst breites Spektrum von Randbedingungen bzw. Einflussparametern bei Spritzbetonvortrieben im nichtbindigen Lockergestein abzudecken. Weitere Betrachtungen sind insbesondere für Randbedingungen außerhalb des Geltungsbereiches der vorliegenden Arbeit denkbar. Dies können beispielsweise Vortriebe mit größeren Abschlagslängen, Vortriebe im bindigen Baugrund, die Herstellung großer Kavernen oder Druckluftvortrieb unterhalb des Grundwasserspiegels sein.

11 Referenzen

11.1 Literatur

- Anagnostou, G., und K. Kovari. „The stability of tunnels in grouted fault zones.“ In *Veröffentlichungen des Instituts für Geotechnik (IGT) der ETH Zürich, vol. 220*. Zürich: Vdf, Hochschulverlag AG an der ETH Zürich, 2003.
- Arz, P., H.G. Schmidt, J Seitz, und S. Semprich. „Rohrinjektionsschirm Richthoftunnel.“ In *Beton Kalender 1994 Teil II*, 535-536. Berlin: Ernst und Sohn, 1994.
- Autobahndirektion Südbayern. *Projektinformationen zum Tunnel Oberau*. München, 2017.
- Bamerni, A. *Kunststoffbasierte Injektionen - Ausbreitverhalten und bodenmechanische Eigenschaften*. Masterarbeit, durchgeführt am Lehrstuhl und Prüfamnt für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau der TU München: Betreut durch Andy Klinger, unveröffentlicht, 2020.
- Baumann, V. „Das Soilcrete - Verfahren in der Baupraxis.“ *Baugrundtagung der DGEG 1984*. Düsseldorf, 1984. 43 ff.
- Bayer, F. „Baugrundvereisung beim Bau der U-Bahn Fürth / Subsoil Freezing during the Building of the Fürth Underground.“ *Tunnel 2002, Heft 7*, 2002: 20-28.
- Bender, K. *Untersuchungen zur Quertragwirkung von Schirmgewölben beim Tunnelvortrieb im Lockergestein*. Masterarbeit, durchgeführt am Lehrstuhl und Prüfamnt für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau der TU München: Betreut durch Andy Klinger, unveröffentlicht, 2018.
- Benz, T. *Small-Strain Stiffness of Soils and its Numerical Consequences*. Mitteilung 55 des Instituts für Geotechnik: P. A. Vermeer, IGS, 2007.
- Berger, A.C. *Numerische Untersuchungen zu Kraftumlagerungen und Verformungen beim Spritzbetonvortrieb*. Masterarbeit, durchgeführt am Lehrstuhl und Prüfamnt für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau der TU München: Betreut durch Max Lachmann, unveröffentlicht, 2017.
- Bieniawski, Z.T. „Geomechanics Classification of Rock Masses and its Application in Tunneling.“ *Advances in Rock Mechanics, Band II a. 3*. Kongress der IGFM in Denver, 1974. 27-32.
- Bliem, C. *3D Finite Element Berechnungen im Tunnelbau*. Dissertation am Arbeitsbereich Geotechnik und Tunnelbau der Universität Innsbruck, 2001.
- Bonnier, P.G., S.C. Möller, und P.A. Vermeer. „Bending Moments and Normal Forces in Tunnel linings.“ *Presses de l'ENPC/LCPC*. 5th European Conference Numerical Methods in Geotechnical Engineering (NUMGE 2002), Paris, 2002. 515-522.
- Brinkgreve, R.B.J., W. Broere, und Waterman D. *Plaxis 2D - Version 8*. Delft: Plaxis B.V., 2004.
- Brown, E.T., und E. Hoek. „Trends in Relationships between Measured In-Situ Stresses and Depth.“ *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. Vol. 15*, 1978: 211-215.
- Chambon, P., und J.-F. Corté. „Shallow tunnels in cohesionless soil: Stability of tunnel face.“ *Journal of Geotechnical Engineering*, 120 (7), 1994: 1148-1165.
- Combefort, H. *Bodeninjektionstechnik*. Berlin: Bauverlag GmbH, 1969.

- Dano, C., P.-Y. Hicher, und S. Tailliez. „Engineering Properties of Grouted Sands.“ *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, American Society of Civil Engineers*, 130 (3), 2004: 328-338.
- Deutsche Bauchemie. „Sachstandsbericht: Methacrylat-Harze in der Bauwirtschaft und der Umwelt, 2. Auflage.“ Frankfurt am Main, 2012a.
- Deutsche Bauchemie. „Sachstandsbericht: Polyurethane in der Bauwirtschaft und Umwelt, 2. Auflage.“ Frankfurt am Main, 2002b.
- DGGT. *Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“ EA-Pfähle, 2. Auflage*. Berlin: Ernst & Sohn, 2012.
- . *Empfehlungen des Arbeitskreises Numerik in der Geotechnik EANG*. Berlin: Ernst & Sohn, 2014.
- DSI Underground Austria GmbH. *Ground Control Solutions*. Linz, Austria: DSI, 2019.
- Duddeck, H. „Empfehlungen zur Berechnung von Tunneln im Lockergestein.“ *Bautechnik* 57 (10), 1980: 349–355.
- Duncan, J.M., und C.Y. Chang. „Nonlinear analysis of stress and strain in soils.“ *Journal of Soil Mechanics & Foundations Div.* 96, 1970: 1629-1653.
- Eckl, M. *Tragverhalten von Rohrschirmdecken beim Tunnelbau im Lockergestein*. Externe Dissertation am Zentrum Geotechnik der TU München, 2012.
- Endres, H.-J., und A. Siebert-Raths. *Technische Biopolymere: Rahmenbedingungen, Marktsituation, Herstellung, Aufbau und Eigenschaften*. München: Hanser Verlag, 2009.
- Erfurth, T.R. *Spritzbetonvortrieb im Kies - Rechnerischer Vergleich zwischen großflächigem Kalottenvortrieb mit Ortsbrustankern und mehrfach aufgeteiltem Ulmenstollenvortrieb*. Masterarbeit, durchgeführt am Lehrstuhl und Prüfamts für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau der TU München: Betreut durch Andy Klinger, unveröffentlicht, 2016.
- Fecker, E. „National Report: The practice of borehole expansion tests in Germany – A review.“ *Proc. Inter. Symp. 50 Years of Pressuremeters – ISP5 2005, Bd. 2*. Marne-de-Valle, 2006. 381–391.
- Feder, J. *Fractals*. New York and London: Plenum Press, 1989.
- Fillibeck, J. „Herstellung und Tragwirkung von Schirmgewölbesicherungen.“ In *Taschenbuch für den Tunnelbau 2015*, Herausgeber: DGGT. Berlin: Ernst & Sohn, 2015.
- . *Prognose von Setzungen beim Lockergesteinsvortrieb – Empirische und numerische Verfahren*. Habilitationsschrift am Zentrum Geotechnik der TU München: Heft 50 der Schriftenreihe des Zentrum Geotechnik der Technischen Universität München, 2012.
- Fillibeck, J., A. Klinger, M. Sailer, und S. Geuder. „Umbrella Arching and Compensation Grouting in Order to Protect Settlement-Sensitive Buildings over Large Shotcrete Excavations in Gravel.“ *Geotechnical and Geological Engineering*, 2020: 2255-2269.
- Fillibeck, J., A. Klinger, S. Geuder, und U. Willberg. „Geotechnische Herausforderungen beim Bau des Tunnels Oberau.“ *22. Symposium Felsmechanik und Tunnelbau, Fachsektionstage Geotechnik der DGGT*. Würzburg, 2017. 94-99.
- Fillibeck, J., N. Vogt, und M. Zaunseder. „Bau der U-Bahn-Linie U3 Nord, Los 1 in München - Oberflächensetzungen beim Spritzbetonvortrieb mit Schirmgewölbesicherungen.“ *Bauingenieur* 81, 2008: 359-366.

- Fillibeck, J., und A. Klinger. „Shotcrete Excavations in Cohesionless Soils – Comparison of Different Methods for the Reduction of Settlements.“ *Proceedings of the World Tunnel Congress 2017 – Surface challenges – Underground solutions*. Bergen, Norway, 2017. 1-10.
- Flavigny, E., J. Desrues, und B. Palayer. „Le sable hostun RF.“ *Revue Francaise de Geotechnique*, 53, 1990: 67–69.
- Franklin, J.A., und E. Hoek. „Developments in Triaxial Testing Technique.“ *Rock mechanics*, Vol. 2, 1970: 223–228.
- Franzius, J.N. *Behaviour of buildings due to tunnel induced subsidence*. Dissertation am Department of Civil and Environmental Engineering Imperial College of Science, Technology and Medicine London, SW7 2BU, 2003.
- GIF - Geotechnisches Ingenieurbüro Prof. Fecker & Partner GmbH. „Ettlinger Seitendruckgerät.“ www.gif-ettlingen.eu. 2004.
- Girmscheid, G. *Baubetrieb und Bauverfahren im Tunnelbau. 2. Auflage*. Berlin: Ernst und Sohn, 2008.
- Goj, K., S. Geuder, J. Fillibeck, M. Sailer, A. Klinger, und E. Neun. „Geotechnische Herausforderungen beim Bau des Tunnels Oberau – Spritzbetonvortrieb im Lockergestein mit geringer Überdeckung und Hebungsinjektionen im Bereich des Gießenbachtals.“ In *Taschenbuch für den Tunnelbau 2019*, Herausgeber: DGGT. Berlin: Ernst & Sohn, 2019.
- Gross, D., W. Hauger, J. Schröder, und W.A. Wall. *Technische Mechanik 2 – Elastostatik, 10. Auflage*. Berlin: Springer-Verlag, 2009.
- Harazaki, I., H. Aono, A. Matsuda, und Y. Hakoishi. „Field observation of large tunnel supported by umbrella method: case of Maiko Tunnel in Kobe, Japan.“ *Proceedings of the world tunnel congress '98 on tunnels and metropolises*. Sao Paulo, 1998. 1009–1014.
- Helmberger, A., und J. Lackner. „Vorausinjektion, Spieße und Dielen im innerstädtischen Tunnelbau, Theorie und Praxis.“ *Proceedings of the ISRM Regional Symposium EUROCK 2004 & 53rd Geomechanics Colloquium*. Salzburg, 2004. 113-118.
- Herzfeld, T., und C. Black. „Innerstädtische Vortriebssicherung durch DSV-Schirm – besondere Herausforderung in bindigen Böden.“ *2. Wiener U-Bahn-Tagung*. Wien, 2014. 97-111.
- Hisatake, M., und S. Ohno. „Effects of pipe roof supports and the excavation method on the displacements above a tunnel face.“ *Tunnelling and Underground Space Technology*, 23, 2008: 120-127.
- Hoek, E., und J.A. Franklin. „Simple triaxial cell for field or laboratory testing of rock.“ *Trans. Instn Min. Metall.* 77, 1968: 22- 26.
- Holzleitner, W., F. Deisl, W. Wolzer, und M. Knapp. „Voraussicherungen mit Rohrschirmen oder Spießen?“ *Proceedings of the ISRM Regional Symposium EUROCK 2004 & 53rd Geomechanics Colloquium*. Salzburg, 2004. 119-126.
- Höser, S., M. Mehlführer, A. Bahr, Wagner H., und T.G. Herzeg. „Tunnel Untersammelsdorf – Herausforderungen und Sondermaßnahmen beim Vortrieb im Seeton.“ *Geomechanics and Tunnelling 11, No. 5*, 2018: 450 - 461.

- ILF Beratende Ingenieure. „Geologischer Bericht km 5+933 - 8+915, Tunnel Oberau, Geologie und Hydrogeologie.“ Rum bei Innsbruck, 2014.
- Jähde, H. *Injektionen zur Verbesserung von Baugrund und Bauwerk*. Berlin: VEB Technik Verlag, 1953.
- Jaky, J. „Pressure in silos.“ *Proceedings of the 2nd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Rotterdam, 1948. 103-107.
- Jodl, H.G., G. Altinger, M. Bichler, W. Kriebaum, und W. Schlosser. „Vortriebsmethoden und Ausbau von Tunneln.“ In *Betonkalender 2005*. Berlin: Ernst und Sohn, 2005.
- Johns, R.C. *Engineer Manual - Engineering and Design - Chemical Grouting*. Washington DC: Departement of the Army - U.S. Army Corps of Engineers, 1995.
- Kainrath, A. *Injektionen im Lockergestein*. Herausgeber: D. Adam. TU Wien: Mitteilungen des Institutes für Geotechnik, 2017.
- Kaiser, W. *Kunststoffchemie für Ingenieure, 3. Auflage*. München: Carl Hanser Verlag, 2011.
- Karol, R.H. *Chemical Grouting and Soil Stabilization, 3. Auflage*. Basel (CH): Marcel Dekker Verlag, 2003.
- Kastner, H. *Statik des Tunnel- und Stollenbaues auf der Grundlage geomechanischer Erkenntnisse*. Berlin: Springer Verlag, 1971.
- Katzenbach, R., A. Fehsenfeld, C. Moormann, und M. Vogler. „Die Baugrundverhältnisse im Mainzer und Hanauer Becken und deren Bedeutung für die Entwicklungen in der Geotechnik.“ *Beiträge zur 27. Baugrundtagung*. Mainz: DGGT, 2002. 15-22.
- Kellner, C. *Frosthebungsverhalten von Böden infolge tiefliegender Vereisungskörper*. Dissertation am Zentrum Geotechnik der TU München: Heft 42 der Schriftenreihe des Zentrum Geotechnik der Technischen Universität München, 2008.
- Kim, C.-Y., K.-Y. Kim, S.-W. Hong, G.-J. Bae, und H.-S. Shin. „Interpretation of Field Measurements and Numerical Analyses on Pipe Umbrella Method in Weak Ground.“ *Proceedings of the ISRM Regional Symposium EUROCK 2004 & 53rd Geomechanics Colloquium*. Salzburg, 2004. 167-170.
- Kim, S.-H., S.-H. Baek, und H.-K. Moon. „A study on the reinforcement effect of the Umbrella Arch Method and prediction of crown and surface settlement.“ *Underground Space Use – Analyses of the Past and Lessons for the Future* (Balkema), 2005: 245–251.
- Kirsch, A. „On the face stability of shallow tunnels in sand.“ In *Advances in geotechnical engineering and tunneling, Vol. 16*. Berlin: Logos Verlag, 2009.
- Klinger, A., und J. Fillibeck. „Use of Spile Umbrellas for Load Transfer and Prevention of Settlements.“ *Proceedings of the ITA-AITES World Tunnel Digital Congress and Exhibition (WTC)*. Kuala Lumpur, Malaysia, 2020.
- Klinger, A., und J. Fillibeck. „Use of spile umbrellas to reduce deformation.“ In *Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground*, 1-8. London, United Kingdom: Taylor & Francis Group, 2021.
- Knott, J. *Untersuchungen zum Einsatz von Spieß- und Rohrschirmen im Tunnelbau*. Bachelorarbeit, durchgeführt am Lehrstuhl und Prüfamf für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau der TU München: Betreut durch Andy Klinger, unveröffentlicht, 2017.

- Koenzen, J.P. *Rheologische Eigenschaften Silikat-Injizierter Korngerüste*. Veröffentlichung des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Karlsruhe, Heft 64, 1975.
- Kögl, K. *Spießschirme im Tunnelbau – Bauteile und Einbauverfahren*. Bachelorarbeit, durchgeführt am Lehrstuhl und Prüfamnt für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau der TU München: Betreut durch Andy Klinger, unveröffentlicht, 2018.
- Kolymbas, D. *Geotechnik-Bodenmechanik, Grundbau und Tunnelbau, 4. Auflage*. Berlin: Springer Vieweg, 2016.
- Kondner, R.L., und J.S. Zelasko. „A hyperbolic stress-strain formulation for sands.“ *Proceedings of the 2nd Pan-American Conference on Soil Mechanics and Foundation, Vol.1*. Brazil, 1963. 289-324.
- Kostkanová, V., B. Strauß, U. Helbig, und G. Tintelnot. „Abdichtung von Damm- und Deichkörpern mittels kunststoffbasierter Dichtungssysteme.“ *BAW Mitteilungen*, 2016: 119-128.
- Kramer, J. *Senkungsschäden an Hochbauten durch Fremdeinflüsse*. Essen: Grundbau und Bodenmechanik an der Universität Essen – GHS, Forschungsberichte aus dem Fachgebiet Bauwesen, Nr. 4, 1978.
- Krenn, F., R. Galler, A. Junker, und B. Stacherl. „Shallow Tunnelling in Soft Ground – Influence of the Chosen Support System on the System Behaviour.“ *Geomechanik und Tunnelbau 1, Heft 3*, 2008: 207-213.
- Kutzner, C. *Injektionen im Baugrund*. Stuttgart: Enke Verlag, 1991.
- Lauffer, H. „Gebirgsklassifizierung für den Stollenbau.“ *Geologie und Bauwesen 24*, 1958: 46-51.
- Léca E., Dormieux L. „Upper and lower bound solutions for the face stability of shallow circular tunnels in frictional material.“ *Géotechnique, 40(4)*, 1990: 581-606.
- Lefeber, S. *Der Spießschirm als Verbundschirm zur Vortriebssicherung im Lockergestein*. Masterarbeit, durchgeführt am Lehrstuhl und Prüfamnt für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau der TU München: Betreut durch Andy Klinger, unveröffentlicht, 2018.
- Li, X. S., und Y. F. Dafalias. „Dilatancy for cohesionless soils.“ *Géotechnique 50(4)*, 2000: 449-460.
- Lunardi, P. *Design and Construction of Tunnels*. Berlin: Springer-Verlag, 2008.
- Marcher, T., P.A. Vermeer, und P.-A. Von Wolfersdorff. „Hypoplastic and elastoplastic modelling — a comparison with test data.“ In *Constitutive Modelling of Granular Materials*, von D. Kolymbas, 353-374. Berlin: Springer, 2000.
- Martinez Arenas, K. *Chemical grouting in terms of arch protection in loose soil*. Bachelorarbeit, durchgeführt am Lehrstuhl und Prüfamnt für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau der TU München: Betreut durch Andy Klinger, unveröffentlicht, 2019.
- Melix, P. *Modellversuche und Berechnungen zur Standsicherheit oberflächennaher Tunnel*. Karlsruhe: Veröffentlichung des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana, Heft 103, 1987.

- Möller, S. *Tunnel induced settlements and structural forces in linings*. Universität Stuttgart: Institut für Geotechnik, 2006.
- Müller-Kirchenbauer, H. *Untersuchungen zur Eindringung von Injektionsmassen in porigen Untergrund und zur Auswertung von Probeverpressungen*. Universität Karlsruhe: Veröffentlichung des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik, Heft 39, 1969.
- Ohde, J. „Zur Theorie der Druckverteilung im Baugrund.“ *Bauingenieur* 20, 1939: 451-459.
- Oke, J., N. Vlachopoulos, und M. Diederichs. „Numerical analyses on the design of umbrella arch systems.“ *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 6 2014.
- Oke, J., N. Vlachopoulos, und M. S. Diederichs. „Semi-analytical model for umbrella arch systems employed in squeezing ground conditions.“ *Tunnelling and Underground Space Technology* (56), 2016: 136-156.
- Oke, J., N. Vlachopoulos, und V. S. Marinos. „Umbrella Arch Nomenclature and Selection Methodology for Temporary Support Systems for the Design and Construction of Tunnels.“ *Geotechnical and Geological Engineering* (32), 2014: 97–130.
- Orth, W. „Bodenvereisung.“ In *Grundbau-Taschenbuch, Teil 2, 8. Auflage*, Herausgeber: K.J. Witt, 299-373. Berlin: Ernst & Sohn, 2018.
- . *Gefrorener Sand als Werkstoff - Elementversuche und Materialmodell*. Universität Karlsruhe: Veröffentlichung des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik, Heft 100, 1986.
- Pacher, F., L. v. Rabcewicz, und J. Golser. „Zum derzeitigen Stand der Gebirgsklassifizierung im Stollen und Tunnelbau.“ *Straßenforschung* 18, 1974: 51-58.
- Piel, S. *Dreidimensionale Rückrechnung eines Tunnelvortriebs im nichtbindigen Lockergestein*. Masterarbeit, durchgeführt am Lehrstuhl und Prüfamts für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau der TU München: Betreut durch Andy Klinger, 2016.
- Pöttler, R. „Bewertungskriterien für vorausseilende Sicherung.“ *Proceedings of the ISRM Regional Symposium EUROCK 2004 & 53rd Geomechanics Colloquium*. Salzburg: Verlag Glückauf Essen, 2004. 93-98.
- Pöttler, R., G. Volkmann, A. Spiegl, und R. Leitner. „Lastabtragung an der Ortsbrust unter Berücksichtigung der Ortsbruststabilität und vorausseilenden Sicherungen.“ *33. Geomechanik Kolloquium*. TU Bergakademie Freiberg: Veröffentlichungen des Instituts für Geotechnik, 2004. 179-200.
- rodio. 2019. <https://www.rodio.de/rodio-gmbh-spezialtiefbau/projekte-rodio-gmbh-spezialtiefbau.html> (Zugriff am 13. 1. 2019).
- Rothe, S. *Dreidimensionale Rückrechnung eines Tunnelvortriebs im nichtbindigen Lockergestein*. Masterarbeit, durchgeführt am Lehrstuhl und Prüfamts für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau der TU München: Betreut durch Andy Klinger, unveröffentlicht, 2017.
- Rowe, P.W. „The stress-dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact.“ *Proc. of the Royal Society of London s. A. Volume 269*, 1962: 500–527.
- Ruse, N. *Räumliche Betrachtung der Standsicherheit der Ortsbrust beim Tunnelvortrieb*. Universität Stuttgart: Institut für Geotechnik, Mitteilung Nr. 51, 2004.

- Saurer, E., T. Marcher, B. Schädlich, und F. Schweiger. „Validierung eines neuen Stoffgesetzes für Spritzbeton mittels Ergebnissen eines ausgeführten Tunnelprojekts.“ *Geomechanics and Tunneling*, Vol. 7, No. 4, 2014: 353-361.
- Schachinger, T., H. Gaube, und G. Krainer. „Erkenntnisse aus dem Versuchsfeld Untersammelsdorf für die Gestaltung der Vortriebsmaßnahmen.“ *Geomechanics and Tunneling* Vol. 3, No. 2, 2010: 201-214.
- Schanz, T. *Zur Modellierung des mechanischen Verhaltens von Reibungsmaterialien*. Universität Stuttgart: Habilitationsschrift, Institut für Geotechnik, 1998.
- Schubert, A. *Ein Beitrag zum Spannungs-Verformungsverhalten Silikatgel-Injizierter Sande*. Technischen Universität München: Heft 4 der Schriftenreihe des Zentrum Geotechnik, 1985.
- Schulze, B. „Merkblatt für Einpreßarbeiten mit Feinstbindemitteln in Lockergestein.“ *Bautechnik* 79, Heft 8 und Heft 9, 2002.
- Sedlacek, M. *Tragverhalten von Spießschirmen als Schirmgewölbesicherung beim Tunnelvortrieb im Lockergestein*. Masterarbeit, durchgeführt am Lehrstuhl und Prüfamf für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau der TU München: Betreut durch Andy Klinger, unveröffentlicht, 2017.
- Sellner, P.J., und G. Strappler. „Die oberflächennahe Unterfahrung von Gewässern beim Koralmtunnel Baulos KAT 1 – Wahl des optimalen Rohrschirmsystems.“ *BHM Berg- und Hüttenmännische Monatshefte*, Vol. 159 (12), 2014: 504–511.
- Semprich, S., und M. Lösch. „The Fahrlach-Tunnel in Mannheim.“ *2nd International Conference Foundations & Tunnels*. London, 1989.
- Shin, J.-H., Y.-K. Choi, O.-Y. Kwon, und S.-D. Lee. „Model testing for pipe-reinforced tunnel heading in a granular soil.“ *Tunnelling and Underground Space Technology*, 23, 2008: 241-250.
- Shinji, M., T. Sato, Y. Doi, und T. Ootani. „The optimum distance of roof umbrella by using the distinct element method.“ *ISRM International Symposium - 6th Asian Rock Mechanics Symposium*. New Delhi, India, 2010. 1-9.
- SOFiSTiK AG. *ASE Allgemeine Statik Finiter Element Strukturen*. Oberschleissheim, 2018.
- Song, K.-I., G.-C. Cho, S.-B. Chang, und I.-M. Lee. „Beam–spring structural analysis for the design of a tunnel pre-reinforcement support system.“ *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 59, 2013: 139-150.
- Søreide, O.K. *Mixed hardening models for frictional soils*. Trondheim, Norway: Ph.D. thesis, NTNU, 2003.
- Stark, J., und B. Wicht. *Zement und Kalk – der Baustoff als Werkstoff*. Herausgeber: F.A. Finger-Institut für Baustoffkunde der Bauhaus-Universität Weimar. Berlin: Birkhäuser Verlag, 2000.
- Steinke, P. *Finite-Elemente-Methode - rechnergestützte Einführung*, 5. Auflage. Berlin: Springer Verlag, 2015.
- Stetzler-Kaufmann, B. *Stoffverhalten chemisch injizierter Sande*. Universität Karlsruhe: Veröffentlichung des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik, Heft 94, 1983.
- Stöckl, C. *Numerische Berechnung der Tragwirkung von Rohrschirmen mit PFC-2d*. Graz University of Technology: Diplomarbeit at Institute for Rock Mechanics and Tunneling, 2002.

- Terzaghi, K. „Rock Defects and Loads on Tunnel Supports.“ In *Rock Tunnelling with Steel Supports*. Youngstown, Ohio: Proctor and White, 1946.
- . *Theoretical soil mechanics*. New York: John Wiley and Sons, 1943.
- Thoma, M. *Kunststoffbasierte Schirmgewölbeinjektionen beim Tunnelvortrieb im Lockergestein*. Masterarbeit, durchgeführt am Lehrstuhl und Prüfamts für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau der TU München: Betreut durch Andy Klinger, unveröffentlicht, 2019.
- tm-mathe. 2018. <http://www.tm-mathe.de/Themen/html/cholesky-verfahren.html> (Zugriff am 28. 5. 2019).
- Vogt, N. *Tunnelbautechnisches Gutachten - Westtangente Freising*. München: unveröffentlicht, 2015.
- Vogt, N., J. Fillibeck, R. Wulf, und L. Eicher. „Der kommunale Tiefbau in München – Eine Erfolgsgeschichte der Geotechnik.“ *Beitrag zur 31. Baugrundtagung*. München: DGGT, 2010. 7-11.
- Volkman, G.M. „Development of State-of-the-art Connection Types for Pipe Umbrella Support Systems.“ *Proceedings of 15th Australasian Tunneling Conference*. Sydney, Australia, 2014. 333-338.
- Volkman, G.M., und F. Krenn. „Back-Calculated Interacting Loads on Pipes of Pipe Umbrella Support Systems.“ *Proc. of the ITA-AITES World Tunneling Congress 2009*. Budapest, Hungary, 2008. 1-8.
- Volkman, G.M., und W. Schubert. „A load and load transfer model for pipe umbrella support.“ In *Rock Mechanics in Civil and Environmental Engineering*, 329-382. London: Taylor & Francis Group, 2010.
- . „Advantages and Specifications for Pipe Umbrella Support Systems. In.“ *Proceedings of the 14th Australasian Tunneling Conference*. Auckland, Australia, 2011. 619–629.
- . „Effects of Pipe Umbrella Systems on the Stability of the Working Area in Weak Ground Tunneling.“ *Beitrag zur SINOROCK*. Hong Kong, China, 2009. 1-5.
- . „Geotechnical model for pipe roof support in tunneling.“ *Underground Space – the 4th Dimension of Metropolises*. Barták, Hrdina: Taylor & Francis Group, 2007. 755–760.
- Wagner, M. *Lineare und nichtlineare FEM*. Wiesbaden: Springer Fachmedien, 2017.
- Wehnert, M. *Ein Beitrag zur drainierten und undrainierten Analyse in der Geotechnik*. Institut für Geotechnik Stuttgart: Mitteilung 53 des Instituts für Geotechnik, 2006.
- Wehr, W., und U. Trunk. „Baugrundverbesserung.“ In *Handbuch Geotechnik*, Herausgeber: C. Boley, 469-542. Wiesbaden: Vieweg+Teubner Verlag, 2012.
- Wiser, J. *Dreidimensionale Rückrechnung eines Tunnelvortriebs mit Rohrschirmsicherung*. Masterarbeit, durchgeführt am Lehrstuhl und Prüfamts für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau der TU München: Betreut durch Andy Klinger, unveröffentlicht, 2018.
- Yeo, C.H. *Stability and collapse mechanisms of unreinforced and forepolereinforced tunnel headings*. Singapore: PhD thesis, National University of Singapore, 2011.

11.2 Normen und Regelwerke

- DIN 1054. *Baugrund - Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau - Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1*. Berlin: Beuth, 2021.
- DIN 18137-1. *Baugrund, Untersuchung von Bodenproben - Bestimmung der Scherfestigkeit - Teil 1: Begriffe und grundsätzliche Versuchsbedingungen*. Berlin: Beuth, 2010.
- DIN 18137-2. *Baugrund, Untersuchung von Bodenproben – Bestimmung der Scherfestigkeit – Teil 2: Triaxialversuch*. Berlin: Beuth, 2011.
- DIN 18137-3. *Baugrund, Untersuchung von Bodenproben - Bestimmung der Scherfestigkeit - Teil 3: Direkter Scherversuch*. Berlin: Beuth, 2002.
- DIN 18196. *Erd- und Grundbau – Bodenklassifikation für bautechnische Zwecke*. Berlin: Beuth, 2011.
- DIN 18312. *VOB Vergabe- und Vertragsordnung für Bauleistungen – Teil C: Allgemeine Technische Vertragsbedingungen für Bauleistungen (ATV) –Untertagebauarbeiten*. Berlin: Beuth, 2016.
- DIN 4093. *Bemessung von verfestigten Bodenkörpern – Hergestellt mit Düsenstrahl-, Deep-Mixing- oder Injektions-Verfahren*. Berlin: Beuth, 2015.
- DIN EN 12715. *Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) – Injektionen*. Berlin: Beuth, 2021.
- DIN EN 14199. *Ausführung von Arbeiten im Spezialtiefbau - Mikropfähle*. Berlin: Beuth, 2015.
- DIN EN 1992-1-1. *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*. Berlin: Beuth, 2011.
- DIN EN 1993-1-1. *Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*. Berlin: Beuth, 2010.
- DIN EN 1997-1. *Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 1: Allgemeine Regeln*. Berlin: Beuth, 2014.
- DIN EN ISO 14688-1. *Geotechnische Erkundung und Untersuchung – Benennung, Beschreibung und Klassifizierung von Boden – Teil 1: Benennung und Beschreibung*. Berlin: Beuth, 2018.
- DIN EN ISO 17892-5. *Geotechnische Erkundung und Untersuchung - Laborversuche an Bodenproben - Teil 5: Ödometerversuch mit stufenweiser Belastung*. Berlin: Beuth, 2017.
- DIN EN ISO 17892-7. *Geotechnische Erkundung und Untersuchung - Laborversuche an Bodenproben - Teil 7: Einaxialer Druckversuch*. Berlin: Beuth, 2018.
- DIN EN ISO 22476-7. *Geotechnische Erkundung und Untersuchung - Felduntersuchungen - Teil 7: Seitendruckversuch*. Berlin: Beuth, 2013.
- E DIN 4094-5. *Baugrund, Felduntersuchungen – Teil 5: Bohrlochaufweitungsversuche*. Berlin: Beuth, zurückgezogenes Dokument, 2000.
- TP BF-StB Teil C2. *Technische Prüfvorschriften für Boden und Fels im Straßenbau: Dreiaxiale Druckversuche an Gesteinsproben, DGEG-Empfehlung Nr. 2*. Köln: FGSV, 1979.

12 Anlagen

A.1 Abbildungsverzeichnis

Abb. 2-1: Spannungskomponenten in der Ebene (links) und im Raum (rechts) – Definitionen für die vorliegende Arbeit.....	8
Abb. 2-2: Ebene Verformungszustände der Betrachtungsebenen bei ausreichendem Abstand von der Ortsbrust.....	9
Abb. 2-3: Vertikalspannungen σ_z um den Ausbruch aus Berechnungen gemäß Kapitel 7.4.5	9
Abb. 2-4: Entwicklung der Normal- und Schubspannungen über die Bauzustände – Firste (BERGER 2017)	11
Abb. 2-5: Entwicklung der Normal- und Schubspannungen über die Bauzustände – Ulme (BERGER 2017)	11
Abb. 2-6: Im Zentrifugen-versuch ermittelter Bruch-körper ($H/D = 1$), (CHAMBON und CORTÉ 1994)	12
Abb. 2-7: Im 1g Versuch ermittelter Bruchkörper ($H/D = 1$), Darstellung als Particle Image Velocimetry (PIV), (KIRSCH 2009)	12
Abb. 2-8: Numerisch ermittelter Bruchkörper in Form von inkrementellen Verschiebungen ($H/D = 5$), (RUSE 2004).....	12
Abb. 2-9: Geometrische Definitionen am Bruchkörper.....	12
Abb. 2-10: Querschnittunterteilung.....	13
Abb. 2-11: Untersuchte Sicherungsmittel.....	13
Abb. 2-12: Einfluss der Ortsbrustanker auf die Horizontalverschiebung der Ortsbrust (FILLIBECK und KLINGER 2017)	14
Abb. 2-13: Einfluss von vorauseilenden Sicherungen auf die Vertikalverformungen.....	15
Abb. 3-1: Herkömmlicher Spießschirm.....	19
Abb. 3-2: Dichter und langer Spießschirm	19
Abb. 3-3: einlagiger Rohrschirm.....	23
Abb. 3-4: doppelagiger Rohrschirm.....	23
Abb. 3-5: doppelagiger Injektionsschirm mit Manschettenrohren.....	24
Abb. 3-6: Düsenstrahlschirm	25
Abb. 3-7: Vereisungsschirm	26
Abb. 3-8: Vereisungsschirme über den beiden Röhren der U-Bahn Fürth mit maximalen Hebung- und Setzungsmulden nach BAYER (2002).....	27
Abb. 4-1: Skizzen der berechneten Varianten gemäß PÖTLER et al. (2004)	30
Abb. 4-2: Darstellungen zum Zentrifugenversuch gemäß HISATAKE und OHNO (2008)	30
Abb. 4-3: Diskretisierung des Rohrschirms am räumlichen FE-Modell gemäß WISER (2018)	31
Abb. 4-4: vereinfachtes Balkenmodell für Spieße nach KRENN et al. (2008)	33
Abb. 4-5: vereinfachtes Balkenmodell für Rohrschirme nach KRENN et al. (2008)	33
Abb. 4-6: verfeinertes Balkenmodell für Rohrschirme nach KRENN et al. (2008)	34
Abb. 4-7: statisches Modell für Rohrschirm-rohre nach VOLKMANN und SCHUBERT (2010) ...	34
Abb. 4-8: Verteilung der Biegemomente im Rohrschirmrohr nach HARAZAKI et al. (1998)	34
Abb. 4-9: Verteilung der Biegemomente (oben) und Normalkräfte (unten) im Rohrschirmrohr nach VOLKMANN und SCHUBERT (2009).....	34

Abb. 4-10: Analytisches Balken-Feder Modell gemäß SONG et al. (2013).....	35
Abb. 4-11: räumliches FEM-Modell gemäß ECKL (2012)	36
Abb. 4-12: modelliertes Sägezahnprofil der Rohrschirme gemäß ECKL (2012)	36
Abb. 4-13: Beispielhafte Normalkraftverteilung im Firstrohr (ECKL 2012)	37
Abb. 4-14: Beispielhafte Biegemomentverteilung im Firstrohr (ECKL 2012).....	37
Abb. 4-15: Einfluss eines Spieß- bzw. Rohrschirms auf die Vertikalverschiebungen an der Ortsbrust nach VOLKMANN und SCHUBERT (2009).....	38
Abb. 4-16: Abmessungen des Großversuchs (SHIN et al. 2008).....	39
Abb. 4-17: Blick auf die Ortsbrust mit voraus-eilenden Sicherungsmitteln (SHIN et al. 2008)	39
Abb. 4-18: Lokale Gewölbebildung gemäß STÖCKL (2002).....	40
Abb. 4-19: Lokale Gewölbebildung gemäß SHINJI et al. (2010)	40
Abb. 4-20: Lokale Gewölbebildung in Abhängigkeit der Lage der Stäbe zueinander gemäß SHINJI et al. (2010)	40
Abb. 4-21: Versagen der lokalen Gewölbe (Ausrieseln von Bodenkörnern)	40
Abb. 4-22: Ausweitung des lokalen Versagens bis hin zum Verbruch	40
Abb. 5-1: Trassenverlauf des Tunnel Oberau (AUTOBAHNDIREKTION SÜDBAYERN 2017)	42
Abb. 5-2: Trassenverlauf im Bereich des Gießenbachtals gemäß (ILF BERATENDE INGENIEURE 2014).....	42
Abb. 5-3: Geologischer Längsschnitt des Tunnels Oberau.....	43
Abb. 5-4: System Selbstbohrspieß.....	45
Abb. 5-5: System Selbstbohrender Rohrspieß.....	45
Abb. 5-6: Überblick über die verwendete Bauweisen im Lockergesteinsbereich des Gießenbachtals	45
Abb. 5-7: Lage der ausgewählten Messquerschnitte über der Weströhre	46
Abb. 5-8: Quersetzungsmulden der beiden Messquerschnitte 40 m hinter der Ortsbrust	46
Abb. 5-9: Längssetzungsmulden der beiden Messquerschnitte.....	47
Abb. 5-10: Auswertung von Mehrausbruch und Injektionsmenge beim Vortrieb der Weströhre im Gießenbachtal	49
Abb. 5-11: Schematische Darstellung der verwendeten Bauweisen am Tunnel Vötting	51
Abb. 5-12: Lageplan mit Messquerschnitten und Eingrenzung der Bauweise 3 und 4	52
Abb. 5-13: Quersetzungsmulden ausgewählter Messquerschnitte, jeweils 30 m hinter der Ortsbrust.....	52
Abb. 5-14: Längssetzungsmulden der Messquerschnitte 1 und 4	52
Abb. 6-1: betrachteter Bereich des Spießschirms am Tunnel für die Modellversuche.....	54
Abb. 6-2: Frontansicht Modellkasten.....	55
Abb. 6-3: Längsschnitt Modellkasten	55
Abb. 6-4: Einbau 3. Spießlage	56
Abb. 6-5: Auflast und Wegaufnehmer	56
Abb. 6-6: Biegelinien bei 1, 2 und 3 Lagen aus rauhen Spießern und 6,86 kN/m ² Auflast	57
Abb. 6-7: Biegelinien in Abhängig des Vortriebsstands bei 1, 2 und 3 Lagen aus rauhen Spießern und 6,86 kN/m ² Auflast	58
Abb. 6-8: gemessene Biegelinien in Abhängig des Vortriebsstands gemäß VOLKMANN und SCHUBERT (2011).....	59

Abb. 6-9: Biegelinien bei 1, 2 und 3 Lagen aus rauhen Spießen und 6,86 kN/m ² Auflast (zusätzliche Sandüberdeckung und Gewichte)	59
Abb. 6-10: Biegelinien bei 1, 2 und 3 Lagen aus rauhen oder glatten Spießen und 6,86 kN/m ² Auflast	59
Abb. 7-1: Vorgehensweise bei der FEM gemäß STEINKE (2015)	62
Abb. 7-2: In ASE verwendetes Spannungs-Dehnungs-Diagramm (Arbeitslinie) für Baustahl (SOFISTIK AG 2018)	64
Abb. 7-3: Spannungs-Dehnungs-Linie für die Schnittgrößenermittlung mit nichtlinearen Verfahren gemäß DIN EN 1992-1-1 (2011)	65
Abb. 7-4: verwendete Spannungs-Dehnungs-Linie für den Spritzbeton (C25/30)	65
Abb. 7-5: Entwicklung von f_{cm} und E_{cm} in den ersten 24 h	66
Abb. 7-6: Entwicklung von f_{cm} und E_{cm} in den ersten 10 Tagen	66
Abb. 7-7: Entwicklung der maximalen Betondruckspannungen in der Spritzbetonschale der Kalotte	67
Abb. 7-8: Lage der Integrationspunkte an den in SOFiSTiK verwendeten Schalen und Volumenelementen nach WAGNER (2017)	68
Abb. 7-9: nichtlineares Spannungs-Dehnungs-Verhalten bei deviatorischer Erstbelastung ..	70
Abb. 7-10: „Druck-Setzungs-Kurve“ eines Oedometerversuchs mit Sand bei Erst-, Ent- und Wiederbelastung	71
Abb. 7-11: Fließflächen für einen kohäsionslosen Boden im Hauptspannungsraum nach WEHNERT (2006)	72
Abb. 7-12: Fließflächen für einen Boden mit Kohäsion in der p-q-Ebene nach WEHNERT (2006)	72
Abb. 7-13: Spannungs-Dehnungsverhalten und Zusammenhänge zwischen Dilatanz- und Reibungswinkel bei lockeren und dichten Proben im drainierten Triaxialversuch (SOFISTIK AG 2018), in blau ist der in ASE modellierte Verlauf nach dem Peak dargestellt	74
Abb. 7-14: mobilisierter Dilatanzwinkel ψ_m in Abhängigkeit des mobilisierten Reibungswinkels φ_m	75
Abb. 7-15: Modellabhängigkeiten	77
Abb. 7-16: Übersicht Modell 1 (Netzstruktur)	78
Abb. 7-17: Übersicht Modell 2 (Netzstruktur)	78
Abb. 7-18: Übersicht Modell 3 (Netzstruktur) - feine Vernetzung	79
Abb. 7-19: Stationärer Bereich am Modell 2	81
Abb. 7-20: Unterschiedliche Detaillierungsgrade der Vernetzung am Modell 3 gemäß LEFEBER (2018)	81
Abb. 7-21: Flussdiagramm des Vortriebs im Simulationsbereich (Modell 2)	83
Abb. 7-22: Vorauseilende und nachlaufende Sicherungen beim Kalottenvortrieb am Modell 2	83
Abb. 7-23: Spießanordnung und vergüteter Bereich in Praxis und Simulation (Modell 1)	85
Abb. 7-24: Definition der Schirmgewölbekubatur am Modell 1	85
Abb. 7-25: Spieße als Stäbe im Modell 2	86
Abb. 7-26: Rohrschirmmodell gemäß WISER (2018)	87
Abb. 7-27: Rohrschirmmodell gemäß VOLKMANN und SCHUBERT (2009)	87

Abb. 7-28: Biegelinie des Firstrohrs in Abhängigkeit vom Vortriebsstand gemäß WISER (2018).....	87
Abb. 7-29: Biegelinie des Firstrohrs in Abhängigkeit vom Vortriebsstand gemäß VOLKMANN und SCHUBERT (2007)	87
Abb. 7-30: Spießanordnung und vergüteter Bereich in Praxis und Simulation (Modell 2)	87
Abb. 7-31: Belastungsansatz am Modell 3 im Längs- und Querschnitt (LEFEBER 2018), modifiziert.....	88
Abb. 7-32: Kalibrierung des Parameters m an Seitendruckversuchen gemäß Kapitel 12A.2.1	90
Abb. 7-33: Ergebnis der Kalibrierung an geodätischen Oberflächenmesspunkten.....	91
Abb. 7-34: Vergleich der Längssetzungsmulden beim Kalottenvortrieb aus Inklinometermessungen und Simulation.....	91
Abb. 7-35: Vergleich der Simulation KS-0-1-1-S mit dem empirischen Verfahren nach FILLIBECK (2012).....	92
Abb. 8-1: Quersetzungsmulden nach Kalottenvortrieb.....	96
Abb. 8-2: Quersetzungsmulden nach Strossen-Sohlvortrieb (Gesamtsetzungen).....	96
Abb. 8-3: Längssetzungsmulden nach Kalottenvortrieb.....	96
Abb. 8-4: Quersetzungsmulden nach Kalottenvortrieb.....	97
Abb. 8-5: Quersetzungsmulden nach Strossen-Sohlvortrieb (Gesamtsetzungen).....	97
Abb. 8-6: Längssetzungsmulden nach Kalottenvortrieb.....	97
Abb. 8-7: Schadenshöhe in Abhängigkeit von der Winkelverdrehung nach KRAMER (1978), adaptiert nach FILLIBECK (2012)	98
Abb. 8-8: n_{\max} nach Kalottenvortrieb	99
Abb. 8-9: n_{\max} nach Strossen-Sohlvortrieb	99
Abb. 8-10: Hauptspannung III in MPa (max. Druckspannung) am Vortriebsbereich bei KG1. Links: mit Spießschirm (S1), rechts: Spießschirm mit Injektion (S1 ZI)	101
Abb. 8-11: Koordinatensysteme und Schnittgrößen an der Spritzbetonschale.....	102
Abb. 8-12: Normalkräfte n_y der Spritzbetonschale in kN/m (LF73) – KG1 S1 K.....	103
Abb. 8-13: Normalkräfte n_x der Spritzbetonschale in kN/m (LF73) – KG1 S1 K.....	104
Abb. 8-14: Biegemomente m_{xx} und m_{yy} der Spritzbetonschale in kNm/m (LF73) – KG1 S1 K	105
Abb. 8-15: Normalkräfte n_y der Spritzbetonschale in kN/m (Ausschnitt $x = 50$ bis 55 m, LF85)	106
Abb. 8-16: Normalkräfte n_x der Spritzbetonschale in kN/m (Ausschnitt $x = 50$ bis 55 m, LF85)	107
Abb. 8-17: Biegemomente m_{yy} der Spritzbetonschale in kNm/m (Ausschnitt $x = 50$ bis 55 m, LF85).....	108
Abb. 8-18.: Normalkraftverteilung im Gitterträger nach Ausbruch (LF54, $x = 50$ m), M2-KG1 ohne Spießschirm	109
Abb. 8-19.: Schnittkräfte im Gitterträger nach Kalottenvortrieb (LF85, $x = 50$ m), KG1 ohne Spießschirm	109
Abb. 8-20: räumliche Ansicht der Spießlagen	111
Abb. 8-21: Spießlagen mit umgebenden Kontinuumselementen des Schirms	111

Abb. 8-22: Normalkraftverteilung im Spießschirm (obere Lage) in Ansicht (x-z) und Draufsicht (x-y) [Darstellung der Kräfte als flächenhafter Linienabtrag an den einzelnen Spießern]	112
Abb. 8-23: Normalkraftverteilung im Spießschirm in der Ansicht (x-z), alle Lagen, Vergleich KG1 und KG2 [flächenhafter Linienabtrag]	113
Abb. 8-24: Normalkraftverteilung im Spießschirm in der Draufsicht (x-y), alle Lagen, Vergleich KG1 und KG2 [flächenhafter Linienabtrag]	114
Abb. 8-25: Normalkraftverteilung im Spießschirm in der Ansicht (x-z), alle Lagen, Vergleich KG2 $E_{ur} * 0,5$ (80 MN/m ²) und $E_{ur} * 2,0$ (320 MN/m ²) [flächenhafter Linienabtrag].....	116
Abb. 8-26: Momentenverteilung M_y (bezogen auf die lokale Stabachse) im Spießschirm in der Ansicht (x-z), alle Lagen, Vergleich KG1 und KG2 [Linienabtrag in kNm]	118
Abb. 8-27: Spießverformung im Vortriebsbereich (Ansicht x-z), alle Lagen, Darstellung 30-fach überhöht	119
Abb. 8-28: Verschiebungen des Bodens in globale x-Richtung (M2-KG2-U10-W180-D1-V8-S1-K-0).....	119
Abb. 8-29: Verschiebungen des Bodens in globale z-Richtung (M2-KG2-U10-W180-D1-V8-S1-K-0).....	119
Abb. 8-30: Normalkraftverteilung in Ortsbrustankern LF 65 (Berechnung M2-KG1-U10-S0-K)	121
Abb. 8-31: maximale Ankerkraft (Zug) in den Ortsbrustankern.....	122
Abb. 8-32: Summe der maximalen Zugkräfte der 12 Ortsbrustanker.....	122
Abb. 8-33: charakteristischer Ausnutzungsgrad μ des Gebirges in Tunnellängsrichtung	122
Abb. 8-34: Hauptspannung III in MPa (max. Druckspannung) im Boden am Längsschnitt des Vortriebsbereichs	123
Abb. 8-35: Spannungen in globale x-Richtung in MPa im Boden am Längsschnitt des Vortriebsbereichs	124
Abb. 8-36: Verschiebungsinkremente (vektoriell) in mm infolge eines 1 m langen Abschlags am Beispiel des Lastfalls 63 in KG2.....	125
Abb. 8-37: Verschiebungsinkremente (vektoriell) in mm infolge eines 1 m langen Abschlags am Beispiel des Lastfalls 63 in KG1.....	125
Abb. 8-38: Spannungen in globale x-Richtung in MPa am Längsschnitt des Modells 1	127
Abb. 8-39: Spannungen in globale y-Richtung in MPa am Längsschnitt des Modells 1	127
Abb. 8-40: Quersetzungsmulden nach Kalottenvortrieb.....	128
Abb. 8-41: Quersetzungsmulden nach Strossen-Sohlvortrieb (Gesamtsetzungen).....	128
Abb. 8-42: Quersetzungsmulden nach Kalottenvortrieb.....	129
Abb. 8-43: Quersetzungsmulden nach Strossen-Sohlvortrieb (Gesamtsetzungen).....	129
Abb. 8-44: Quersetzungsmulden nach Kalottenvortrieb.....	129
Abb. 8-45: Quersetzungsmulden nach Strossen-Sohlvortrieb (Gesamtsetzungen).....	129
Abb. 8-46: Quersetzungsmulden nach Kalottenvortrieb.....	130
Abb. 8-47: Quersetzungsmulden nach Strossen-Sohlvortrieb (Gesamtsetzungen).....	130
Abb. 8-48: Bezug der max. Oberflächensetzung zur Schirmgewölbedicke am Modell 2	130
Abb. 8-49: Quersetzungsmulden nach Kalottenvortrieb (D2.0).....	131
Abb. 8-50: Quersetzungsmulden nach Strossen-Sohlvortrieb (Gesamtsetzungen, D2.0) ...	131
Abb. 8-51: Quersetzungsmulden nach Kalottenvortrieb (D1.0).....	132
Abb. 8-52: Quersetzungsmulden nach Strossen-Sohlvortrieb (Gesamtsetzungen, D2.0) ...	132

Abb. 8-53: Spannungen in globale z-Richtung in MPa im räumlichen Schirmgewölbe (Abdeckung: links 120°, rechts 180°)	132
Abb. 8-54: Spannungen in globale y-Richtung in MPa im räumlichen Schirmgewölbe (Abdeckung: links 120°, rechts 180°)	133
Abb. 8-55: Spannungen in globale x-Richtung in MPa im räumlichen Schirmgewölbe (Abdeckung: links 120°, rechts 180°)	133
Abb. 8-56: Spannungen in globale z-Richtung in MPa im Schirmgewölbe (Abdeckung: links 120°, rechts 180°)	134
Abb. 8-57: Spannungen in globale y-Richtung in MPa im Schirmgewölbe (Abdeckung: links 120°, rechts 180°)	135
Abb. 8-58: Spannungen in globale x-Richtung in MPa im Schirmgewölbe (Abdeckung: links 120°, rechts 180°)	136
Abb. 8-59: Normalkrafterteilung im Spießschirm in der Draufsicht (x-y), alle Lagen, Vergleich Spießschirm ohne Vergütung (K) und mit Zementinjektion (ZI) [flächenhafter Linienabtrag]	137
Abb. 8-60: Erweiterung des Schirms von W180 um die Strosse auf W225	138
Abb. 8-61: Quersetzungsmulden mit und ohne Erweiterung des Schirms um die Strosse ..	138
Abb. 8-62. Hauptspannung III in MPa (max. Druckspannung) im Querschnitt x = 50 m.....	139
Abb. 8-63: Quersetzungsmulden nach Kalottenvortrieb, ohne Zugfestigkeit	141
Abb. 8-64: Quersetzungsmulden nach Strossen-Sohlvortrieb (Gesamtsetzungen), ohne Zugfestigkeit	141
Abb. 8-65: Quersetzungsmulden nach Kalottenvortrieb, mit Zugfestigkeit	141
Abb. 8-66: Quersetzungsmulden nach Strossen-Sohlvortrieb (Gesamtsetzungen), mit Zugfestigkeit	141
Abb. 8-67: max. Oberflächensetzung (in Tunnelachse) in Abhängigkeit von der Kohäsion sowie der Steifigkeit des Schirmgewölbes	142
Abb. 8-68: max. Oberflächensetzung (in Tunnelachse) in Abhängigkeit von der Kohäsion sowie der Steifigkeit des Schirmgewölbes – Detailansicht aus Abb. 8-67	142
Abb. 8-69: Lage der Fehlstellen	143
Abb. 8-70: Quersetzungsmulden nach Kalottenvortrieb.....	143
Abb. 8-71: ebener Modellquerschnitt	144
Abb. 8-72: Vernetzung des Modells	144
Abb. 8-73: Setzungen des reinen Bodenpakets (max. 17,8 mm).....	145
Abb. 8-74: Setzungen des Bodenpakets mit Spießen (max. 15,6 mm)	145
Abb. 8-75: Vertikalspannungen in MPa am Längsschnitt in der Firste (Modell 3) gemäß LEFEBER (2018)	146
Abb. 8-76: Vertikalspannungen in MPa am Längsschnitt in der Firste (Modell 3, Detaillierungsgrad „mittel“), oben: ohne Spieße, unten: mit Spießen.....	147
Abb. 8-77: Spannungen in globale Richtungen x, y und z in MPa am Querschnitt 60 cm hinter der Ortsbrust (Modell 3, Detaillierungsgrad „mittel“), links: ohne Spieße, rechts: mit Spießen	148
Abb. 8-78: Quersetzungsmulden nach Kalottenvortrieb.....	149
Abb. 8-79: Quersetzungsmulden nach Strossen-Sohlvortrieb (Gesamtsetzungen).....	149
Abb. 8-80: ebenes Modell (Auszug) mit Teilausbruch von Kalotte und Strosse/Sohle	151

Abb. 8-81: Quersetzungsmulden nach Kalottenvortrieb und Strossen-Sohlvortrieb aus räumlicher und ebener Berechnung (ohne Schirmgewölbesicherung)	152
Abb. 8-82: Quersetzungsmulden nach Kalottenvortrieb und Strossen-Sohlvortrieb aus räumlicher und ebener Berechnung (mit Schirmgewölbesicherung).....	152
Abb. 8-83: Quersetzungsmulden nach Gesamtausbruch aus räumlicher und ebener Berechnung an KG2 (ohne und mit Schirmgewölbesicherung)	153
Abb. 8-84: Quersetzungsmulden nach Gesamtausbruch aus räumlicher und ebener Berechnung an KG1 (ohne und mit Schirmgewölbesicherung)	153
Abb. 8-85: Quersetzungsmulden nach Kalottenvortrieb und Strossen-Sohlvortrieb aus räumlicher und ebener Berechnung (mit Schirmgewölbesicherung bis Kalotte).....	153
Abb. 8-86: Quersetzungsmulden nach Kalottenvortrieb und Strossen-Sohlvortrieb aus räumlicher und ebener Berechnung (mit Schirmgewölbesicherung bis Strosse).....	153
Abb. 8-87.: Normalkräfte in kN in der Außenschale nach Kalottenvortrieb KG2. V. I. n. r.: ohne Schirm / Schirm mittels Vorentspannung simuliert / Schirm durch Materialersetzung simuliert.....	154
Abb. 8-88.: Biegemomente in kNm in der Außenschale nach Kalottenvortrieb KG2. V. I. n. r.: ohne Schirm / Schirm mittels Vorentspannung simuliert / Schirm durch Materialersetzung simuliert.....	154
Abb. 9-1: unzureichende Vergütung.....	162
Abb. 9-2: erfolgreiche Vergütung	162
Abb. 12-A1: Schematische Darstellung des Aufbaus eines Seitendruckversuchs nach FECKER (2006).....	187
Abb. 12-A2: Ettliger Seitendruckgerät ESDS II/146 nach GIF - GEOTECHNISCHES INGENIEURBÜRO PROF. FECKER & PARTNER GMBH (2004)	187
Abb. 12-A3: Ergebnis des Seitendruckversuchs BO14 in 12 m Tiefe	189
Abb. 12-A4: Steifigkeit E_s bei Erstbelastung nach Gleichung (12-2).....	189
Abb. 12-A5: Korngrößenverteilungen von Kiesen des Gießenbachtals gemäß ILF BERATENDE INGENIEURE (2014)	190
Abb. 12-A6: Einbau Probe.....	190
Abb. 12-A7: Ausbau Probe.....	190
Abb. 12-A8: Probe zum Versuchsende	190
Abb. 12-A9: Spannungs-Dehnungslinie des Mehrstufen-Triaxialversuchs	191
Abb. 12-A10: Ermittlung der Erst- und Wiederbelastungsmoduln.....	191
Abb. 12-A11: Vorseilende Verfestigung beim Vortrieb eines Entwässerungstollens an der Monument Station London	192
Abb. 12-A12: Anwendungsgrenzen von Injektionsmitteln gemäß STARK und WICHT (2000)	193
Abb. 12-A13: Anwendungsgrenzen von Injektionsmitteln in Abhängigkeit deren Korndurchmesser und Durchlässigkeit des Bodens in Anlehnung an COMBEFORT (1969) ..	193
Abb. 12-A14: Korngrößenverteilungen des Versuchssandes 0/1	196
Abb. 12-A15: Mikroskopie der Körnung 8/16	196
Abb. 12-A16: Versuchsaufbau der 1D-Versuche	198
Abb. 12-A17: Bild des Versuchsaufbaus.....	198
Abb. 12-A18: Probekörper nach Ausbau und Zuschnitt.....	198

Abb. 12-A19: Versuchsaufbau der räumlichen Injektionsversuche (3D), Einheit [mm]	199
Abb. 12-A20: Versuchsstand (3D).....	199
Abb. 12-A21: Versuchsstand (3D) mit Injektionssystem	199
Abb. 12-A22: unter Auflast hergestellte Injektionskörper (BAMERNI 2020)	201
Abb. 12-A23: Querschnitt eines Injektionskörpers	202
Abb. 12-A24: Zuschnitt.....	202
Abb. 12-A25: aus Injektionskörper IK5 gewonnene Probekörper (BAMERNI 2020)	202
Abb. 12-A26: Spannungs-Dehnungsdiagramm von 1D-PU Proben mit gleichen Randbedingungen	203
Abb. 12-A27: Bandbreite der Ergebnisse an Polyurethanproben (alle Varianten)	203
Abb. 12-A28: Druckfestigkeits-Wassergehaltsbeziehung an 1D-PU Proben	204
Abb. 12-A29: Steifigkeits-Wassergehaltsbeziehung an 1D-PU Proben	204
Abb. 12-A30: Druckfestigkeit in Abhängigkeit der Lagerungsdichte an 1D-PU Proben	204
Abb. 12-A31: Druckfestigkeit in Abhängigkeit der Abbindezeit an 1D-PU Proben.....	204
Abb. 12-A32: Triaxialzelle im Versuchsstand während dem Abscheren.....	205
Abb. 12-A33: Triaxialzelle adaptiert nach FRANKLIN und HOEK (1970) und HOEK und FRANKLIN (1968)	205
Abb. 12-A34: Triaxialzelle, Kugelgelenke und Probekörper.....	205
Abb. 12-A35: Lastrahmen und Hydraulikpumpe	205
Abb. 12-A36: Bruchgerade aus 7 Triax + 1 Einax und Verknüpfung mit $q-\varepsilon$ Diagramm. Probeneigenschaften: 1D-PU, $w = 6 \%$, $D = 0,5$ und Abbindezeit ≥ 168 h	205
Abb. 12-A37: Spannungs-Dehnungsdiagramm von 1D-AC-Proben mit gleichen Randbedingungen nach unterschiedlicher Abbindezeit	206
Abb. 12-A38: Druckfestigkeit in Abhängigkeit der Abbindezeit aller hergestellten 1D-AC Proben.....	206
Abb. 12-A39: Druckfestigkeits-Wassergehalts-beziehung an 1D-AC Proben	206
Abb. 12-A40: Druckfestigkeit in Abhängigkeit der Lagerungsdichte an 1D-AC Proben	206
Abb. 12-A41: Zugfestigkeits-Wassergehalts-beziehung an 1D-AC Proben	207
Abb. 12-A42: Steifigkeits-Wassergehalts-beziehung an 1D-AC Proben	207
Abb. 12-A43: Bruchgerade aus 17 Triax + 6 Einax mit zugehörigem $q-\varepsilon$ Diagramm. Probeneigenschaften: $w = 0 \%$ / 6% , $D = 0,2 / 0,5 / 0,8$ und Abbindezeit ≥ 168 h.....	207
Abb. 12-A44: Druckfestigkeit in Abhängigkeit der Lagerungsdichte an 3D-PU Proben	208
Abb. 12-A45: Steifigkeit in Abhängigkeit der Lagerungsdichte an 3D-PU Proben	208
Abb. 12-A46: Spannungs-Dehnungsdiagramm einer 3D-PU Probe aus IK3	208
Abb. 12-A47: Zugfestigkeit in Abhängigkeit der Lagerungsdichte an 3D-PU Proben	208
Abb. 12-A48: Bruchgerade aus 6 Triax + 11 Einax und Verknüpfung mit $q-\varepsilon$ Diagramm. Probeneigenschaften IK2: $w = 5,9 \%$, $D = 0,47$ und Abbindezeit ≥ 168 h	209
Abb. 12-A49: Bruchgerade aus 6 Triax + 8 Einax und Verknüpfung mit $q-\varepsilon$ Diagramm. Probeneigenschaften IK6: $w = 6,8 \%$, $D = 0,64$ und Abbindezeit ≥ 168 h	209
Abb. 12-A50: Abhängigkeit der Steifigkeit von der mittleren Spannung p^0 im Peak-Zustand bei 1D und 3D Probekörpern mit gleichen Randbedingungen $w \sim 6,8 \%$, $D \sim 0,5$ und Abbindezeit ≥ 168 h	210
Abb. 12-A51: Kriechdehnung der 3D-PU Proben.....	210
Abb. 12-A52: Kriechrate der 3D-PU Proben	210

Abb. 12-A53: Simulationsergebnisse des Ödometersversuchs an Loose Hostun Sand mit SOFiSTiK TALPA und Vergleich mittels der Simulation HSS von BENZ (2007) sowie des Experiments gemäß BENZ (2007)	215
Abb. 12-A54: Simulationsergebnisse des Ödometersversuchs an Densse Hostun Sand mit SOFiSTiK TALPA und Vergleich mittels der Simulation HSS von BENZ (2007) sowie des Experiments gemäß BENZ (2007).....	216
Abb. 12-A55: Simulationsergebnisse des Ödometersversuchs an Densse Hostun Sand mit SOFiSTiK ASE (Volumenelementen) und Vergleich mittels der Simulation HSS von BENZ (2007) sowie dem Experiment gemäß BENZ (2007)	217
Abb. 12-A56: Simulationsergebnisse des drainierten Triaxialversuchs an Loose Hostun Sand mit SOFiSTiK TALPA und Vergleich mittels der Simulation HSS von BENZ (2007) sowie dem Experiment ($\sigma_3 = 300$ kPa) gemäß BENZ (2007)	218
Abb. 12-A57: Simulationsergebnisse des drainierten Triaxialversuchs an Densse Hostun Sand mit SOFiSTiK TALPA und Vergleich mittels der Simulation HSS von BENZ (2007) sowie dem Experiment ($\sigma_3 = 300$ kPa) gemäß BENZ (2007)	219
Abb. 12-A58: Simulationsergebnisse des drainierten Triaxialversuchs an Loose Hostun Sand mit SOFiSTiK ASE und Vergleich mittels der Element-Simulation HSS von BENZ (2007) sowie dem Experiment ($\sigma_3 = 300$ kPa) gemäß BENZ (2007)	220
Abb. 12-A59: Simulationsergebnisse des drainierten Triaxialversuchs an Densse Hostun Sand mit SOFiSTiK ASE und Vergleich mittels der Element-Simulation HSS von BENZ (2007) sowie dem Experiment ($\sigma_3 = 300$ kPa) gemäß BENZ (2007)	220
Abb. 12-A60: Zugspannungs-Dehnungskurve sowie Querkontraktion aus Zugversuch.....	221
Abb. 12-A61: E-Modul in Abhängigkeit vom Zementgehalt und der Seitenspannung gemäß KAINRATH (2017).....	224
Abb. 12-A62: Scherfestigkeitsparameter in Abhängigkeit des Zementgehalts gemäß KAINRATH (2017).....	224
Abb. 12-A63: E-Modul in Abhängigkeit vom Injektionsmaterial (PU und AC) sowie dem Seitendruck im Triaxialversuch gemäß Abschnitt A.3.6	225
Abb. 12-A64: E-Modul von gefrorenem Mittelsand bei -10 °C in Abhängigkeit von der Standzeit t_m und vom Spannungszustand (ORTH 2018).....	227
Abb. 12-A65: maximale Axialspannung σ_1 in Abhängigkeit von der Kriechrate ϵ_m (ORTH 2018)	227
Abb. 12-A66: Elementgruppen der Volumenelemente aus Modell 2	229
Abb. 12-A67: Elementgruppen der Schalen- und Stabelemente aus Modell 2	230
Abb. 12-A68: Normalkraftverteilung im Spießschirm in der Ansicht (x-z), alle Lagen, Vergleich KG3 und KG4 [flächenhafter Linienabtrag]	235
Abb. 12-A69: Normalkraftverteilung im Spießschirm in der Draufsicht (x-y), alle Lagen, Vergleich KG3 und KG4 [flächenhafter Linienabtrag]	236

A.2 Untersuchung des mechanischen Verhaltens der bei den numerischen Modellierungen verwendeten Böden

A.2.1 Feldversuche

Die Kiese bzw. Schotter des Gießenbachtals (Tunnel Oberau gemäß Abschnitt 5.2) wurden hinsichtlich ihrer bodenmechanischen Eigenschaften im Geologischen Bericht von ILF BERATENDE INGENIEURE (2014) beschrieben. Dazu wurden im Zeitraum von 1999 bis 2011 in mehreren Erkundungskampagnen im Trassenbereich des Gießenbachtals 25 Rotationskernbohrungen und Rammkernbohrungen ausgeführt. In den Bohrungen wurde die Lagerungsdichte in situ mittels 50 Bohrlochrammsondierungen (BDP) bestimmt. Weiterhin wurden zur Bestimmung der Lagerungsdichte 33 schwere Rammsondierungen niedergebracht. Das Spannungs-Verformungsverhalten wurde in situ durch Bohrlochaufweitungsversuche mit der zweiseitigen „Ettlinger Seitendrucksonde“ gemäß Abb. 12-A1 und Abb. 12-A2 abgeleitet. Die Kenntnis des Verformungsverhaltens ist ein wesentlicher Bestandteil zur Definition der Eingangsgrößen in das Stoffgesetz der numerischen Modellierung gemäß Abschnitt 7.3. Zudem werden durch die in situ Bestimmungen weitgehend ungestörte Bodenverhältnisse untersucht, welche bei einer Bestimmung im Labor insbesondere bei nichtbindigen Böden nur bedingt nachgebildet werden können.

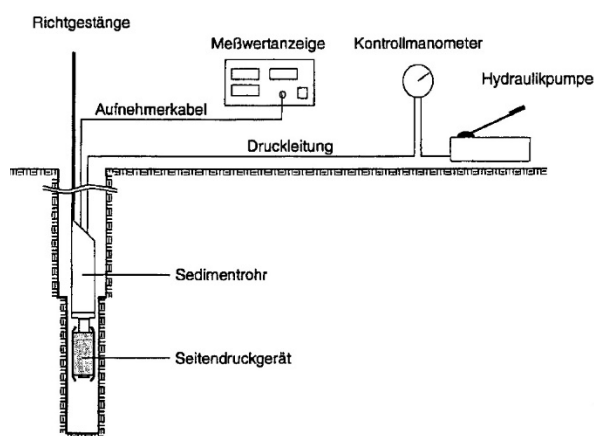


Abb. 12-A1: Schematische Darstellung des Aufbaus eines Seitendruckversuchs nach FECKER (2006)

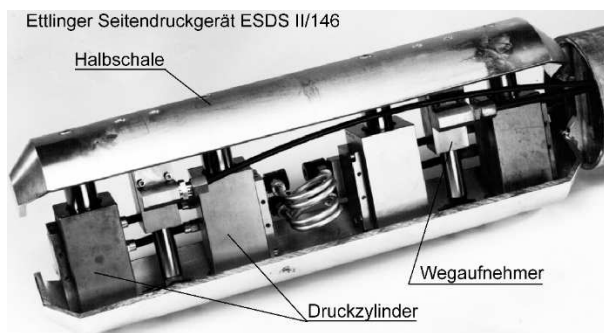


Abb. 12-A2: Ettlinger Seitendruckgerät ESDS II/146 nach GIF - GEOTECHNISCHES INGENIEURBÜRO PROF. FECKER & PARTNER GMBH (2004)

Die Seitendruckversuche (BJT) wurden im Jahr 1999 in 4 Bohrungen und jeweils 10 Tiefenlagen zwischen 5 m und 25 m Tiefe ausgeführt. Zusätzlich wurden im Jahr 2010 4 weitere Seitendruckversuche durchgeführt. Aus den Verschiebungswerten der Halbschalen wurden gemäß E DIN 4094-5 (2000) Erst-, Ent- und Wiederbelastungsmoduln bestimmt. Unter weiterer Berücksichtigung der Bohrlochrammsondierungen wurden für die Kiese des Gießenbachtals ein Erstbelastungsmodul von 40 MN/m² sowie ein Wiederbelastungsmodul von 125 MN/m² auf der sicheren Seite liegend festgelegt (ILF BERATENDE INGENIEURE 2014). Nach den Ergebnissen sind durchaus höhere Steifigkeiten vorhanden. Nachfolgend wird exemplarisch ein Seitendruckversuch in einer Tiefe von ca. 12 m unter GOK, d. h. im Bereich

der Tunnelfirste ausgewertet (GW bei ca. 26 m u. GOK). Die Rohdaten basieren auf dem geologischen Bericht von ILF BERATENDE INGENIEURE (2014). Der Seitendruckmodul E_B (Verformungsmodul) ermittelt sich gemäß E DIN 4094-5 (2000) bzw. DIN EN ISO 22476-7 (2013) nach Gleichung (12-1) und kann im Allgemeinen für den jeweiligen Belastungsbereich (Erst-, Ent- bzw. Wiederbelastung) spezifiziert werden.

$$(12-1) \quad E_B = f \cdot \frac{d}{\Delta d} \cdot \Delta p \quad \text{mit } \Delta p = \frac{\Delta F}{A}$$

mit

- f Gerätefaktor zur Berücksichtigung der Halbschalengeometrie und Poissonzahl ν
- d Anfangsdurchmesser der Versuchsbohrung
- Δd Änderung des Durchmessers infolge Δp
- Δp Änderung des auf die Halbschalen wirkenden Drucks
- ΔF Änderung der vom Seitendruckgerät auf die Bohrlochwand ausgeübten Kraft
- A projizierte Fläche der Druckplatte

Unter der vereinfachten Annahme, dass sich der Boden linear-elastisch, homogen und isotrop verhält, darf der Steifemodul $E_s = E_{oed}$ gemäß E DIN 4094-5 (2000) nach Gleichung (12-2) ermittelt werden.

$$(12-2) \quad E_s = \frac{E_B(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)}$$

Der Verformungsmodul der Entlastung E_E sollte im mittleren Bereich (30 bis 70 % vom oberen Umkehrpunkt) des Entlastungsastes bestimmt werden.

Daraus lassen sich somit die Eingangsgrößen Erstbelastungssteifigkeit $E_s^{ref} = E_{oed}^{ref}$, der Parameter m sowie die Ent- und Wiederbelastungssteifigkeit E_{ur}^{ref} gemäß Kapitel 7.3.2 ableiten.

Die Bohrung BO14/10 liegt ca. 10 m westlich der Oströhre bei ca. Station 7+880 (siehe auch Abb. 5-2). Das Bohrloch wurde im Bereich des Seitendruckversuchs durch eine Vorbohrung als Rammkernbohrung (trocken) mittels Einfachkernrohr und 148 mm Durchmesser hergestellt. Der Boden wurde in diesem Tiefenbereich (ca. 12 m) als schluffiger, sandiger Kies angesprochen. Die Bohrlochrammsondierungen zeigen eine dichte bis sehr dichte Lagerung an. Als Querdehnzahl ν wird ein Wert von 0,25 angenommen.

Das Ergebnis des Bohrlochaufweitungsversuchs zeigt für die Erst- und Wiederbelastung einen für nichtbindigen Boden typisches Spannungs-Verformungsverhalten (Abb. 12-A3). Bei den Entlastungsvorgängen werden jedoch sehr hohe Steifigkeiten ermittelt, die etwas von den allgemeinen Erfahrungswerten und Laborversuchen (z. B. Oedometerversuche gem. Abschnitt A.4.2) abweichen.

Der Knick im unteren Viertel des Entlastungsastes entsteht durch folgenden Mechanismus: Die radiale Spannung nimmt bei der Hohlräumaufweitung gegenüber der tangentialen Spannung in einem größeren Verhältnis zu. Bei der Entlastung nimmt dagegen die radiale Spannung stärker als die tangentiale Spannung ab, bis eine Scherung entsteht und sich dadurch die Entlastungssteifigkeit deutlicher verringert.

Die in Abb. 12-A4 dargestellte spannungsabhängige Steifigkeit bei Erstbelastung wird jedoch als realistisch angesehen und wird für die Definition der bodenmechanischen Kennwerte herangezogen. Die Abnahme der Steifigkeit bei zunehmender Hohlräumaufweitung ergibt sich durch die beginnende Scherung. Die ermittelte Steifigkeit der Wiederbelastung ist im Spannungsbereich von 100 bis 500 kPa sehr hoch (> 800 MPa), d. h. die für Böden typische deutlich höhere elastische Anfangssteifigkeit bei sehr kleinen Dehnungen wurde bestätigt. Im Spannungsbereich zwischen 500 und 1500 kPa beträgt die Wiederbelastungssteifigkeit zwischen 500 und 700 MPa.

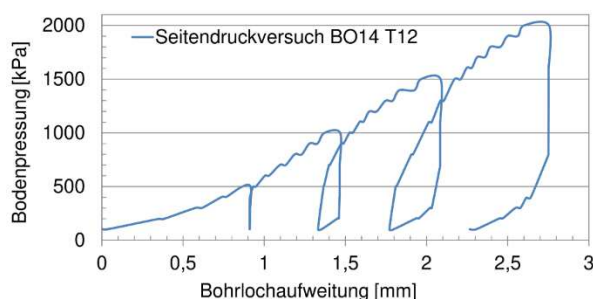


Abb. 12-A3: Ergebnis des Seitendruckversuchs BO14 in 12 m Tiefe

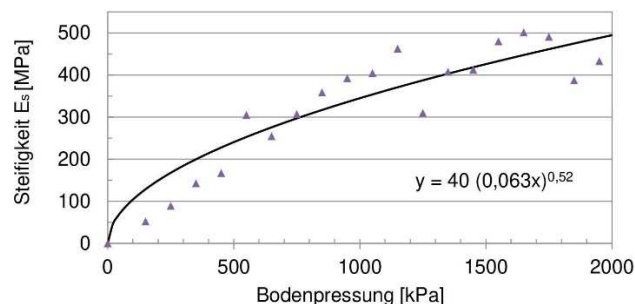


Abb. 12-A4: Steifigkeit E_s bei Erstbelastung nach Gleichung (12-2)

A.2.2 Laborversuche

Die Basis zur Ermittlung der bodenmechanischen Kenngrößen der Kiese des Gießenbachtals bildeten zudem bodenmechanische Laborversuche an ausgewählten gestörten Bodenproben der o. g. Aufschlussbohrungen. Neben den Versuchen zur Klassifizierung wurde auch auf Laborversuche (Korngrößenverteilungen gemäß Abb. 12-A5, Triaxialversuche und Proctorversuche) früherer Erkundungskampagnen zurückgegriffen (ILF BERATENDE INGENIEURE 2014).

Aus dem Tiefenbereich der Firste wurde in Trassenachse (ca. Station Weströhre 8+070) vom Autor gestörtes Probenmaterial (GU) aus zwei Brunnenbohrungen für einen Mehrstufen-Triaxialversuch entnommen. Dieser Versuch soll die Angaben des geologischen Berichts (ILF BERATENDE INGENIEURE 2014) validieren sowie insbesondere weitere Kenntnisse zur Scherfestigkeit und zum Verformungsverhalten liefern.

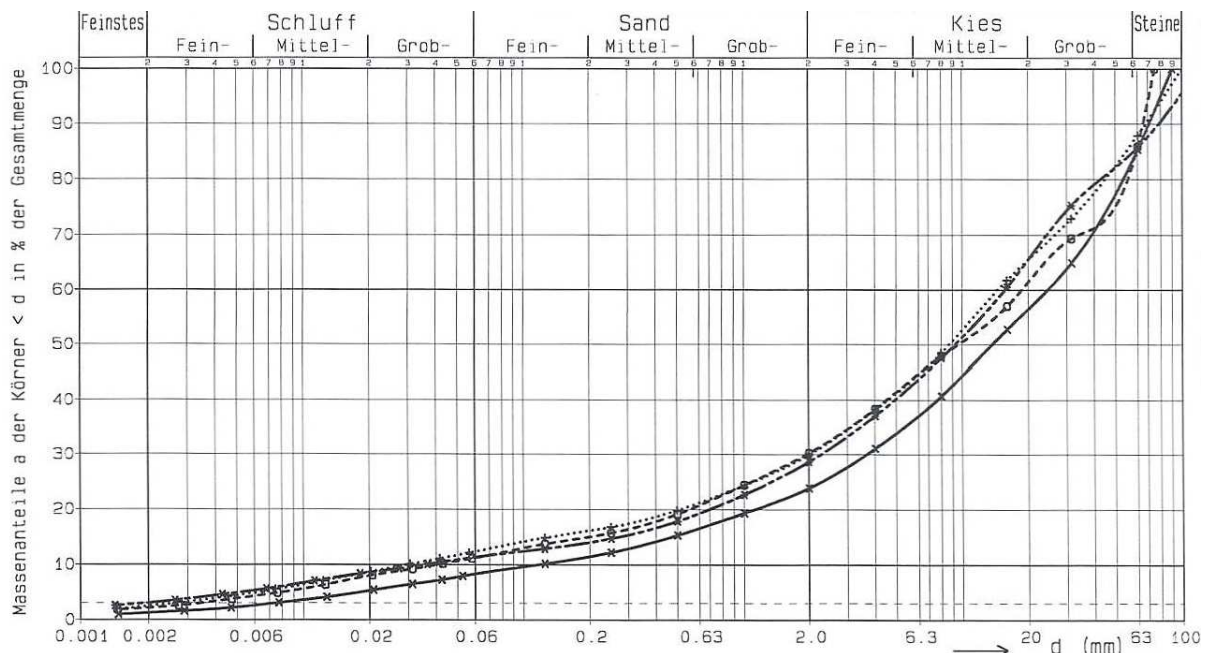


Abb. 12-A5: Korngrößenverteilungen von Kiesen des Gießenbachtals gemäß ILF BERATENDE INGENIEURE (2014)

Die Probe für den Triaxialversuch ($H \sim 300 \text{ mm}$ / $D \sim 150 \text{ mm}$) gemäß DIN 18137-2 (2011) wurde mit einem Verdichtungsgrad von 98 % D_{Pr} hergestellt, um die in situ bestimmte dichte bis sehr dichte Lagerung zu berücksichtigen. Die Einbaudichte ρ betrug $2,43 \text{ g/cm}^3$ bei einem Wassergehalt w von 5,9 %. Nach dem Einbau in den Versuchsstand wurde die Probe gesättigt und unter drainierten Bedingungen abgeschert (siehe auch Abb. 12-A6 bis Abb. 12-A8).



Abb. 12-A6: Einbau Probe



Abb. 12-A7: Ausbau Probe



Abb. 12-A8: Probe zum Versuchsende

In Abb. 12-A9 sind die Spannungs-Dehnungspfade der 3 Stufen (100/200/400 kPa Seitendruck) dargestellt. Die Ermittlung der Erstbelastungssteifigkeit E_{50} sowie der Wiederbelastungssteifigkeit E_{ur} ist in Abb. 12-A10 dargestellt. Da sich mehrstufige Versuche zur Untersuchung der Steifigkeit nur bedingt eignen, wurde die Steifigkeit lediglich anhand der 1. Laststufe ermittelt. Die Erstbelastungssteifigkeit E_{50} im ausgewerteten Spannungsbereich von ca. 300 kPa beträgt ca. 110 MPa.

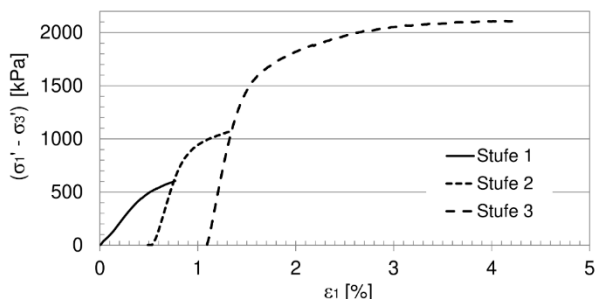


Abb. 12-A9: Spannungs-Dehnungslinie des Mehrstufen-Triaxialversuchs

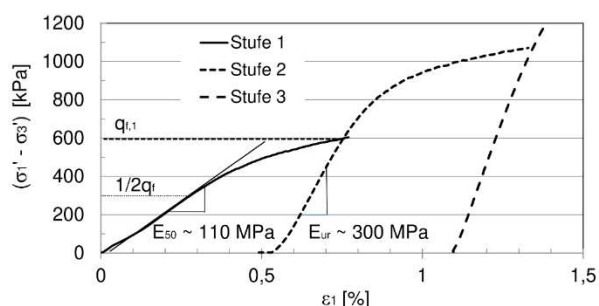


Abb. 12-A10: Ermittlung der Erst- und Wiederbelastungsmoduln

Der aus dem Triaxialversuch ermittelte Reibungswinkel $\varphi' = 46,1^\circ$ bei einer Kohäsion von $c' = 0$ kPa ist auf die sehr dichte Lagerung zurückzuführen. Versuchstechnisch konnte kein dilatantes bzw. kontraktantes Verhalten festgestellt werden.

Aufgrund der Verhältnismäßig großen Korndurchmesser der Kiese eignen sich Standard-Laborversuche nur bedingt zur Bestimmung deren bodenmechanischer Eigenschaften. Die ermittelten Steifigkeiten bei Erst- und Wiederbelastung werden jedoch als realistisch angesehen, weil hierbei auch eine gute Übereinstimmung mit den Seitendruckversuchen erkennbar ist. Die belastungsabhängige Steifigkeit ist erkennbar ausgeprägt und wird bei den numerischen Berechnungen in den Kapiteln 7 und 8 berücksichtigt.

A.3 Mechanische Eigenschaften von Spießschirmen mit Polymerinjektionen

A.3.1 Allgemeines

Kunststoffe wurden bereits in der ersten Hälfte des 20. Jahrhunderts als Schirmgewölbesicherung im Tunnelbau angewendet. So wurden beispielsweise beim Bau der Londoner U-Bahn Rollkieslagen über dem „London Clay“ mit dem Joosten-Verfahren (Wasserglas) vorausseilend verfestigt, weil diese mittels Zementen praktisch nicht injizierbar waren (JÄHDE 1953).

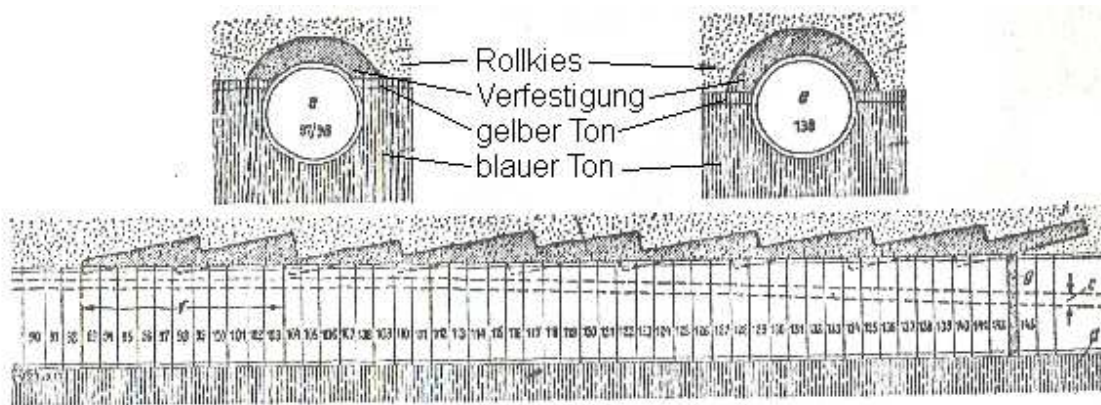


Abb. 12-A11: Vorausseilende Verfestigung beim Vortrieb eines Entwässerungstollens an der Monument Station London

Am Vortrieb des Tunnel Vötting (siehe auch Kapitel 5.3) wurde die technische Machbarkeit von Kunststoffinjektionen am Spießschirm bereits verdeutlicht. Die Injektion hatte vornehmlich das Ziel, den Boden um den Ausbruchrand zu verkitten, und damit lokale Ausbrüche bzw. „Sanduhreffekte“ zu verhindern. Aufgrund der guten Erfahrungen bei diesem Projekt wurde die Möglichkeit der Nutzung von chemischen Injektionsmitteln zur Verbesserung der bodenmechanischen Eigenschaften im Bereich des Schirms für die vorliegende Arbeit aufgegriffen.

Die Porenraumverfüllung als Niederdruckinjektion ist mit heutigem Stand der Technik in ausreichender Qualität möglich, wenn Böden mit ausreichend hoher Durchlässigkeit vorliegen. Durch die Injektion wird die Scherfestigkeit des Bodens erhöht. Die Untersuchungen in diesem Abschnitt haben den Zweck, die Eindringfähigkeit von Kunststofflösungen in Sanden des Tertiärs zu überprüfen sowie die mechanischen Eigenschaften der Boden-Kunststoff-Gemische zu ermitteln. Die Ergebnisse sollen dann in die numerische Modellierung zu der tragenden Wirkung und der Setzungsreduzierung von chemisch injizierten Schirmgewölben einfließen, bei denen explizit eine Bodenverfestigung erreicht wird (siehe auch Abschnitt A.5).

Die herkömmlichen zementbasierten Injektionen sind aufgrund der Korndurchmesser und Mahlfineinheit des Zements nur für Bodenarten mit verhältnismäßig hoher Durchlässigkeit geeignet (siehe auch Abb. 12-A13). Mit geringerer Durchlässigkeit des zu injizierenden Bodens steigen die Anforderungen an die maximalen Korndurchmesser, die jedoch bei

Normalzementen etwa 100 μm betragen und bei Feinstzementen auf ca. 5 bis 10 μm begrenzt sind (SCHULZE 2002; STARK und WICHT 2000). Feinstzement-, Zement- und Mörtelinjektionen eignen sich aus diesem Grund nur für Injektionen im Korngrößenbereich oberhalb der Mittelsande (siehe Abb. 12-A12). Für den Bereich der Grobschluffe bis Mittelsande eignen sich chemische Produkte, die in diesen Porenraum noch eindringen können, wie Silikate bzw. Wasserglas, Polyurethane und Acrylate.

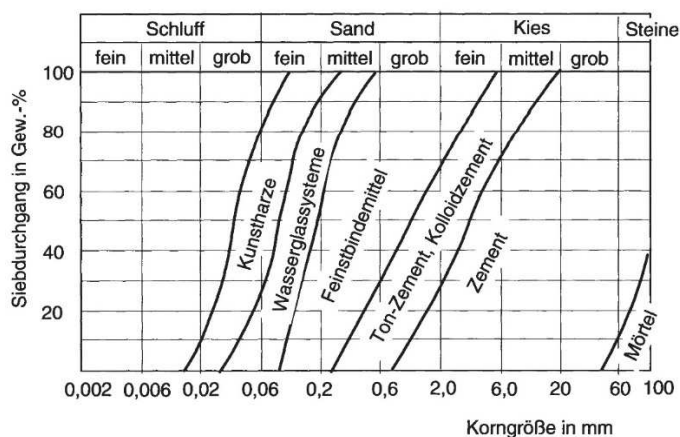


Abb. 12-A12: Anwendungsgrenzen von Injektionsmitteln gemäß STARK und WICHT (2000)

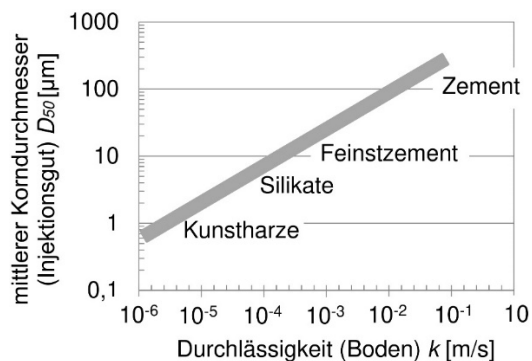


Abb. 12-A13: Anwendungsgrenzen von Injektionsmitteln in Abhängigkeit deren Korndurchmesser und Durchlässigkeit des Bodens in Anlehnung an COMBEFORT (1969)

Weitere Einschätzungen zur Eindringfähigkeit von zementbasierten Injektionsmitteln in verschiedene Bodenarten können über das Verhältnis aus Korngröße des Bodens und Korngröße des Zements bei einem bestimmten Siebdurchgang vorgenommen werden. Eine umfangreiche Übersicht hierzu gibt KAINRATH (2017) mit einer Zusammenstellung von Verhältniswerten verschiedener Versuche und Autoren. Angaben zur Ermittlung der Reichweite (Eindringung) werden von MÜLLER-KIRCHENBAUER (1969) vorgenommen.

In Böden, bei denen sich mineralische und chemische Produkte im Hinblick auf die Eindringfähigkeit überschneiden, ist bei den chemischen Produkten ein schnelleres Eindringen und Aushärten möglich.

Ein weiterer Vorteil der chemischen Injektionsmittel ist die weitgehend exakte Regulierbarkeit der Reaktionszeit, mit der eine Steigerung der Viskosität einhergeht (KUTZNER 1991). Dadurch lässt sich die Eindringtiefe in den Boden in gewissen Grenzen steuern, wonach insbesondere ein unkontrolliertes Abfließen bzw. Verluste in durchlässigeren Schichten verhindert werden können (KAROL 2003). Insbesondere bei Spritzbetonvortrieben mit hoher Vortriebsleistung können mineralische Bindemittel bei der Verfestigung des Schirmgewölbes aufgrund zu langer Abbindezeiten in einigen Fällen nicht die gewünschten mechanischen Eigenschaften erreichen, sodass hierbei chemische Mittel in Frage kommen.

An dem mechanischen Verhalten von Lockergesteinsböden, welche mit Polyurethan (PU) oder Acrylatgel (AC) injiziert wurden, wurde bisher nur in geringem Umfang geforscht

(KAROL 2003; KOSTKANOVÁ et al. 2016). Umfangreicher wurden dagegen Injektionen auf Silikatbasis untersucht (JÄHDE 1953; KOENZEN 1975; SCHUBERT 1985; STETZLER-KAUFMANN 1983). Insbesondere für den Anwendungsfall der Schirmgewölbeinjektion, bei der die zeitliche Komponente der Polymerisation eine wesentliche Rolle spielt, lagen bisher nur wenige Erkenntnisse vor. Aus diesem Grund wurden am Zentrum Geotechnik Untersuchungen zum mechanischen Verhalten von PU- und AC-injizierten Sanden unter verschiedenen Randbedingungen vorgenommen.

A.3.2 Verwendete Injektionsmittel

Kunststoffe gelten als synthetisch-organische Werkstoffe auf petrochemischer Basis, deren häufigster Aufbau aus den chemischen Elementen Kohlenstoff (C) und Wasserstoff (H) besteht (KAISER 2011). Eine Herstellung aus nachwachsenden Rohstoffen (z. B. Biopolymere) ist ebenfalls möglich (ENDRES und SIEBERT-RATHS 2009). Neben Epoxidharz und Silikatgel kamen in den letzten Jahren zunehmend auch Acrylate und Polyurethane als chemische Injektionsmittel zur Anwendung, da bei den beiden erstgenannten Materialien häufig umweltrechtliche Aspekte zu Einschränkungen führten. Acrylate werden dagegen vermehrt zu Abdichtungszwecken im Tunnelbau eingesetzt (z. B. Projekt Stuttgart 21, Jagdbergtunnel BAB A4). Polyurethane werden im Untertagebau häufig zur Hohlraumverfüllung aber auch zum Stoppen von Wassereintrüben verwendet, da diese schnell erhärten und im Kontakt mit Wasser aufschäumen (DEUTSCHE BAUCHEMIE 2002b).

Acrylate (AC)

Acrylate haben in den 1980er Jahren die Acrylamide in der Baupraxis abgelöst (KAROL 2003). Im ausreagierten Zustand gilt das Material als inert und nicht nachteilig gegenüber Mensch und Umwelt (DEUTSCHE BAUCHEMIE 2012a). Während der Verarbeitung sind entsprechende Sicherheitsvorkehrungen zu treffen, die in einer tätigkeitsbezogenen Betriebsanweisung festzulegen sind.

Die nachfolgend betrachteten Acrylate werden zumeist umgangssprachlich als Gele bezeichnet, da sie vor der Aushärtung eine gelartige Konsistenz und im reagierten Zustand eine hohe Elastizität aufweisen. KAISER (2011) und DEUTSCHE BAUCHEMIE (2012a) bezeichnen diese Produkte jedoch als Harze. Ausgangsstoffe sind vier Komponenten, bestehend aus dem reaktiven Hauptbestandteil Methacrylat (MMA), Härter, Aktivator und Wasser. Aufgrund des relativ hohen Anteils der Wasserkomponente werden diese Materialien auch als Hydrogel bezeichnet (KOSTKANOVÁ et al. 2016). Werden die einzelnen Komponenten gemischt, beginnt die chemische Reaktion, bei der die einzelnen Moleküle zu Polymeren verknüpft werden, dem sog. Kettenwachstum (DEUTSCHE BAUCHEMIE 2012a; KAISER 2011).

Die Eigenschaften während der Verarbeitung und nach Aushärtung lassen sich über die oben genannten Komponenten steuern. Die niedrige Viskosität bei 20 °C von ca. 10 bis 15 mPas kann über einen Zeitraum bis zu ca. 30 min (Topfzeit (KAISER 2011))

aufrechterhalten werden. Danach beginnt die Steigerung der Viskosität bis zur Endaushärtung. Über die o. g. Komponenten lassen sich die Verarbeitungszeit (Topfzeit), die Zeit bis zur Endaushärtung und die mechanischen Eigenschaften zwischen spröde/hart bis elastisch/weich stufenlos regulieren. Insbesondere über die Topfzeit lässt sich die gewünschte Eindringtiefe des Injektionsmittels in den Boden steuern.

Der Aushärtungsvorgang ist zudem von der Umgebungstemperatur abhängig: je kälter desto langsamer (KAISER 2011). Im ausgehärteten Zustand (nach ca. 72 h) weist das reine Injektionsmaterial elastisch-plastische Eigenschaften mit einer einaxialen Druckfestigkeit von ca. 15 MPa und einem E-Modul von ca. 300 MPa auf.

Polyurethane (PU)

Im Gegensatz zu den Acrylaten können mit Polyurethanharzen weitaus höhere Steifigkeiten und Festigkeiten erreicht werden. Sie wurden vorrangig im nachfolgenden Versuchsprogramm untersucht.

Die Polyurethanharze gelten nach vollständiger Durchhärtung als gesundheitlich unbedenklich und emissionsfrei (DEUTSCHE BAUCHEMIE 2002b). Zudem kann die Harzkomponente auch aus natürlichen, nachwachsenden Rohstoffen hergestellt werden. Während der Verarbeitung sind jedoch gewisse umwelt- und gefahrentechnische Aspekte zu beachten, die in einer Betriebsanweisung festzuschreiben sind.

Die nachfolgend betrachteten Polyurethanharze bestehen in ihren Ausgangsprodukten aus zwei Komponenten. Werden die beiden Komponenten Polyol (Harz) und Polyisocyanaten (Härter) gemischt, beginnt die chemische Reaktion als Additionsreaktion dem sog. Stufenwachstum (KAISER 2011). Eine Besonderheit des Polyurethans ist, dass das vorhandene Porenwasser mit den Isocyanaten reagiert, wodurch Kohlenstoffdioxid freigesetzt wird. Dieses Kohlendioxid bewirkt ein Aufschäumen, wodurch eine Volumenvergrößerung des Polyurethans entsteht (DEUTSCHE BAUCHEMIE 2002b). Im Hinblick auf die Injizierbarkeit von Böden hat PU zwar aufgrund der höheren Mischviskosität von ca. 140 mPas bei 20 °C einen Nachteil gegenüber den Acrylaten. Durch die Reaktion mit vorhandenem Porenwasser und das Aufschäumen wird die Eindringfähigkeit begünstigt. Mit der Ausbreitung des Polyurethans im Porenraum wird das Porenwasser verdrängt bzw. chemisch gebunden. Nachgeführtes Injektionsgut kann im Kern des Injektionskörpers nicht weiter mit Wasser reagieren (Aufschäumen), da dieses verdrängt bzw. ausreagiert wurde. Dadurch bildet sich im Zentrum ein weitgehend porenfreier Kern.

Der Schaumfaktor kann in gewissen Grenzen variiert werden. Die Topfzeit kann von wenigen Sekunden auf bis zu 2 h verlängert werden. Im ausgehärteten Zustand (nach ca. 72 h) weist das reine Injektionsmaterial elastisch-plastische Eigenschaften mit einer einaxialen Druckfestigkeit von ca. 75 MPa und einem E-Modul von ca. 3.000 MPa auf.

A.3.3 Verwendeter Boden

Für das Versuchsprogramm wurde ein tertiärer Sand gewählt, welcher als Sediment der Oberen Süßwassermolasse in Oberbayern vorliegt und gemäß DIN 18196 (2011) als enggestufter Sand klassifiziert wird (siehe auch Korngrößenverteilung in Abb. 12-A14). Die petrografische Einordnung umfasst folgende Mineralanteile: 88 % Quarz/Quarzit, 10 % Kristallin, 2 % Sonstiges (siehe auch Abb. 12-A15). Weitere Kenndaten zur geotechnischen Einordnung, welche im Labor des Zentrum Geotechnik ermittelt wurden, sind in der Tab. 12-A1 aufgeführt. Die mechanischen Eigenschaften wurden hierzu mittels direkten Scher- als auch Triaxialversuchen nach DIN 18137-2 (2011) sowie im Ödometer nach DIN EN ISO 17892-5 (2017) ermittelt.

Tab. 12-A1: Übersicht der wesentlichen Eigenschaften des verwendeten Versuchssandes

Zusammensetzung						
Bezeichnung [-]	Benennung nach DIN EN ISO 14688-1 [-]	Klassifikation nach DIN 18196 [-]		C _c [-]	C _u [-]	
Tertiärer Sand	mSa	SE		0,97	2,10	
Dichte, Poren						
ρ _s g/cm ³	min ρ _d g/cm ³	max ρ _d g/cm ³	min n [-]	max n [-]	min e [-]	max e [-]
2,648	1,372	1,710	0,354	0,482	0,548	0,931
hydraulische Eigenschaften						
k bei I _D = 0,2 [m/s]		k bei I _D = 0,5 [m/s]		k bei I _D = 0,8 [m/s]		
3,00E-04		2,06E-04		8,60E-05		
mechanische Eigenschaften bei I _D = 0,65						
φ' [°]	c' [kN/m ²]	E _{oed} ^{ref} [MN/m ²]	E ₅₀ ^{ref} [MN/m ²]	E _{ur} ^{ref} [MN/m ²]	p ^{ref} [kN/m ²]	
33,8	0	17	14	73	100	

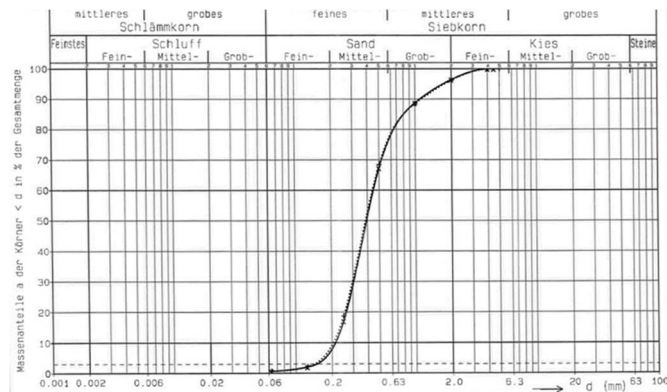


Abb. 12-A14: Korngrößenverteilungen des Versuchssandes 0/1



Abb. 12-A15: Mikroskopie der Körnung 8/16

A.3.4 Versuchsprogramm

Für die Probenherstellung wurden zwei unterschiedliche Verfahren verwendet. Der Großteil der Proben wurde in einem säulenartigen Versuchsstand in Kunststoffrohren (wird nachfolgend eindimensionale Probenherstellung / 1D genannt) hergestellt. Bei dieser Probenherstellung ist die seitliche Ausdehnung des Injektionsmaterials nicht möglich. In einer zweiten Versuchsreihe wurden deshalb Injektionskörper hergestellt, bei denen eine dreidimensionale Ausdehnung möglich war (wird nachfolgend dreidimensionale Probenherstellung / 3D genannt). Durch die Unterscheidung bei der Probenherstellung wird der Einfluss von Feld- und Laborbedingungen auf die mechanischen Eigenschaften untersucht, der auch von JOHNS (1995) festgestellt wurde.

Der Wassergehalt und die Lagerungsdichte des Ausgangsbodens wurden variiert, da diese einen großen Einfluss auf die mechanischen Eigenschaften der Injektionskörper haben (DANO et al. 2004; JOHNS 1995; KAISER 2011; KOENZEN 1975).

Durch Prüfungen an Probekörpern nach unterschiedlicher Abbindezeit wurden zusätzlich die zeitabhängige Entwicklung der mechanischen Eigenschaften, die insbesondere für Vortriebssicherungen von wesentlicher Bedeutung ist, untersucht (siehe Tab. 12-A2).

In der Tab. 12-A2 wird eine Übersicht zum Versuchsprogramm gegeben.

Tab. 12-A2: Übersicht des Versuchsprogramms

Injektionsmaterial [-]	Acrylat (AC)		Polyurethan (PU)	
	1D		1D	3D
Probenherstellung [-]	1D		1D	3D
Wassergehalt w [%]	0% / 6% / 12%		0% / 6% / 12%	6% / 12%
Lagerungsdichte D [-]	0,2 / 0,5 / 0,8		0,2 / 0,5 / 0,8	0 – 0,65
Abbindezeit [h,d]	4 h / 6 h / 24 h / 7 d		4 h / 6 h / 24 h / 7 d	> 7 d

A.3.5 Probekörperherstellung

Verwendete Injektionstechnik

Das Injektionsgut (flüssige Polymerlösung) wurde mit einer Druckluftpistole unter gleichmäßigem bzw. ansteigendem Druck injiziert. Die Druckluftpistole ist mit einer Doppelkartusche bestückt. Jede Kammer ist mit einer bzw. mit mehreren Komponenten befüllt (siehe auch Abb. 12-A21). Vor den beiden Kammern befindet sich ein Spiralmischer. Mit dem Durchströmen der Spirale werden die einzelnen Komponenten vermischt, in Folge dessen es zur Reaktion der Komponenten kommt (Beginn der Topfzeit).

Bei den 1D Versuchen wurden die Komponenten so dosiert, dass eine Topfzeit von 15 min vorlag. Der Injektionsdruck am Ausgang des Spiralmischers wurde möglichst einheitlich mit ca. 0,5 bar bei Acrylatgelen und maximal ca. 3 bar bei Polyurethanen eingestellt.

Eindimensionale Probenherstellung (1D)

Zur eindimensionalen Probeherstellung (1D) wurden vertikal aufgestellte, 50 cm lange Rohre DN110 (Volumen = 5,03 dm³) mit Sand unter verschiedenen Randbedingungen gemäß Tab. 12-A2 gefüllt und über einen Injektionspunkt am Säulenfuß injiziert. Diese Art der Probenherstellung wurde auch von KAINRATH (2017) und MÜLLER-KIRCHENBAUER (1969) in ähnlicher Form angewendet. Der Versuchsaufbau der 1D-Versuche wird in Abb. 12-A16 und Abb. 12-A17 dargestellt. Ein Aufbrechen des Korngerüsts wurde vermieden, indem mit möglichst niedrigem Druck injiziert und die beiden Rohrenden verschlossen wurden.

Die Injektionsdauer bis zur kompletten Porenraumverfüllung (OK Rohr) betrug 8 bis 12 min. In Abhängigkeit der eingebauten Lagerungsdichten und Wassergehälter des Sandes waren dazu bis zu 1,6 l Injektionsgut erforderlich (MARTINEZ ARENAS 2019; THOMA 2019). Etwa 1 bis 2 h nach Injektionsbeginn waren die Injektionskörper soweit ausgehärtet, dass diese aus den Rohren entnommen werden konnten (Abb. 12-A18).

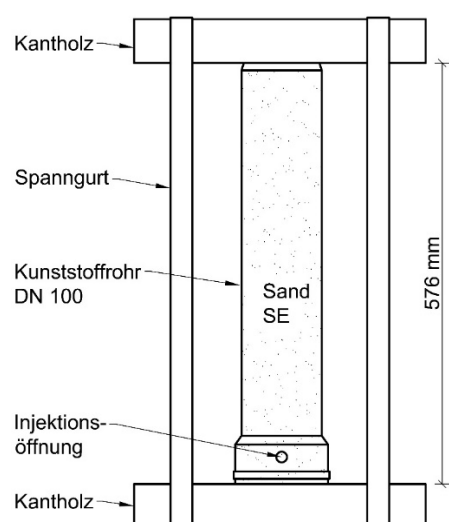


Abb. 12-A16: Versuchsaufbau der 1D-Versuche



Abb. 12-A17: Bild des Versuchsaufbaus



Abb. 12-A18: Probekörper nach Ausbau und Zuschnitt

Hinsichtlich einer homogenen Probekörperherstellung, d. h. gleichmäßiger Porenraumverfüllung eigneten sich die Injektionsmittel gemäß Tab. 12-A2 bei den 1D Versuchen in gleicher Weise. Bei moderaten Drücken von 0,5 bis 3 bar ist eine erfolgreiche Porenrauminjektion möglich, ohne dass der Sand aufgerissen oder angehoben wird (THOMA 2019). Die Feuchtdichte ρ_w der Probekörper erhöhte sich durch die Injektion um ca. 25 %, was ein wesentliches Zeichen für eine Poreninjektion darstellt.

Bei höheren Drücken steigt die Injektionsrate, was dazu führt, dass Rissbildung in der Probe auftritt und das Injektionsgut unkontrolliert an der Rohroberkante austritt. Eine Auswertung im Hinblick auf die Füllung des Porenraumes zeigt, dass bei einer Lagerungsdichte von $D = 0,5$ 88 bis 94 % des freien Porenraumes gefüllt wurde. Bei höheren Lagerungsdichten ist dieser Wert weiter auf nahezu 100 % angestiegen.

Räumliche Probenherstellung (3D)

Der Versuchsaufbau zur räumlichen Probekörperherstellung (3D) ist in der Abb. 12-A19 dargestellt. Dazu wurde ein Behälter lagenweise mit Sand gemäß den Randbedingungen der Tab. 12-A3 gefüllt und über ein Rohr in Behältermitte injiziert. Dadurch ergibt sich die Möglichkeit einer räumlichen Ausbreitung des Injektionsguts.

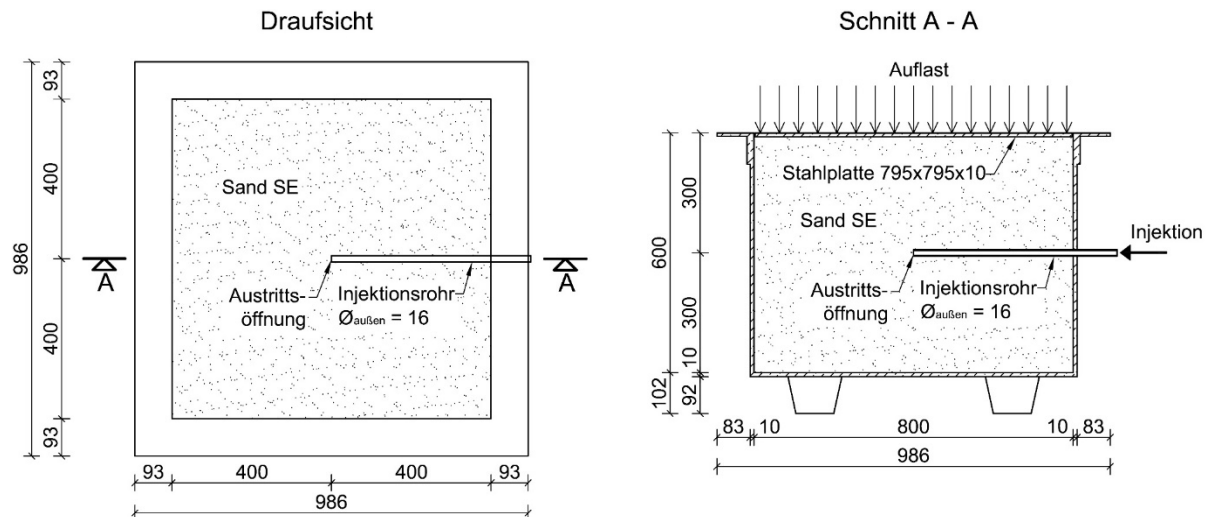


Abb. 12-A19: Versuchsaufbau der räumlichen Injektionsversuche (3D), Einheit [mm]



Abb. 12-A20: Versuchsstand (3D)

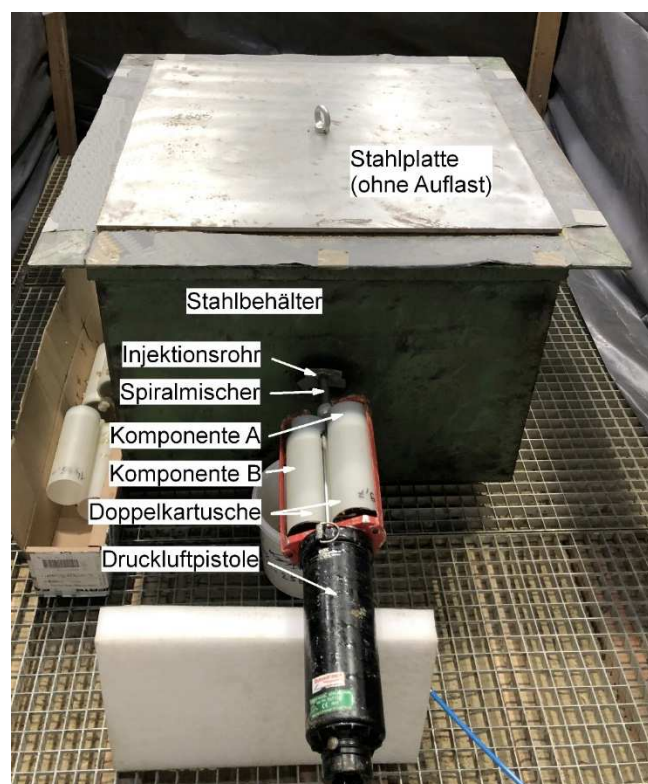


Abb. 12-A21: Versuchsstand (3D) mit Injektionssystem

Die angestrebte Porenrauminjektion war bei Vorversuchen ohne Auflast nicht möglich, da das Injektionsgut dabei den Boden verdrängte. Es wurde entschieden, eine Auflast aufzubringen, indem auf eine angefertigte Stahlplatte ein gefüllter, flexibler Schüttgutbehälter aufgesetzt wurde. Dadurch ergab sich eine Sohlspannung an der Unterkante der Stahlplatte von ca. 22 kN/m². Zwischen der Stahlplatte und dem Behälter ist gemäß Abb. 12-A19 eine Fuge angeordnet, wodurch sich die Stahlplatte in vertikaler Richtung frei verschieben kann.

Die Injektion wurde mit dem Kartuschensystem analog den 1D Versuchen durchgeführt. Dabei wurde es erforderlich während der Injektion die Injektionskartuschen zu wechseln, um die zuvor festgelegte Injektionsmenge einbringen zu können (siehe auch Abb. 12-A21). Die Injektionsrate wurde mit durchschnittlich 0,3 l/min möglichst klein gehalten, um ein Aufreißen des Bodens zu verhindern. Aus diesem Grund dauerte die Injektion in Abhängigkeit der gewählten Injektionsmenge bis zu 60 min. Die Topfzeit wurde entsprechend auf ca. 90 min eingestellt. Zudem war mit größerer Lagerungsdichte und entsprechend kleiner Durchlässigkeit eine geringere Injektionsrate trotz höherem Injektionsdruck festzustellen. Der Injektionsdruck wurde während der Injektion mit zunehmender Ausbreitung des Injektionsmittels im Boden auf bis zu 2,5 bar gesteigert.

Bei den dreidimensionalen Versuchen (3D) bestand das Ziel darin, Injektionskörper (IK) mit einem Durchmesser von ca. 40 bis 50 cm herzustellen. Hierzu wurde die Injektionsmenge über den Porenanteil abgeschätzt. Diese vordefinierte Injektionsmenge konnte bei allen Versuchen mit Auflast komplett eingebracht werden. In Tab. 12-A3 sind die Einbaubedingungen des Ausgangsbodens, die Injektionsmenge sowie die erzielten Abmessungen und Volumina für 6 hergestellte Injektionskörper zusammengefasst. In der Abb. 12-A22 sind diese 6 Injektionskörper (IK) zudem bildlich dargestellt.

Tab. 12-A3: Einbaubedingungen und Kennzahlen zu den hergestellten Injektionskörpern

Injektionskörper [-]	IK1	IK2	IK3	IK4	IK5	IK6
Wassergehalt w [%]	5,7	5,9	11,2	12	13	6,8
Lagerungsdichte D [-]	0,33	0,47	0,31	0,02	0,21	0,64
Injektionsmenge [l]	8,4	8,4	8,0	8,2	15,7	15,5
Länge L [cm]	42	41	39	35	55	53
Breite B [cm]	42	41	37	49	55	53
Höhe H [cm]	42	51	40	41	53	49
Volumen Injektionskörper [dm ³]	26,5	27,1	24,5	25,9	50	54,1

Die meist kugelförmige Ausbildung der Injektionskörper gemäß Abb. 12-A22 deckt sich mit den Ergebnissen von MÜLLER-KIRCHENBAUER (1969), die die Ausbreitung von chemischen und mineralischen Injektionsmitteln in nichtbindigen Böden untersuchte. Die erreichbare Größe hängt wesentlich von der eingebrachten Injektionsmenge ab. So werden mit rund 8 l Injektionsgut maximale Durchmesser von ca. 40 cm und mit rund 16 l Injektionsgut Durchmesser von max. ca. 50 cm erreicht. Aus den mittels Tauchwägung bestimmten Volumina, dem Ausgangswassergehalt w sowie dem Ausgangsporenanteil n konnte

festgestellt werden, dass im Mittel eine Füllung des freien Porenvolumens von 90 % erreicht wurde. Ein Zusammenhang zwischen Lagerungsdichte bzw. Wassergehalt des eingebauten Sandes mit den erreichbaren Volumen des Injektionskörpers war nicht festzustellen. Ein zunächst erwartetes Aufschäumen war bei den Wassergehalten im Ausgangsboden von bis zu 13 % nicht festzustellen.

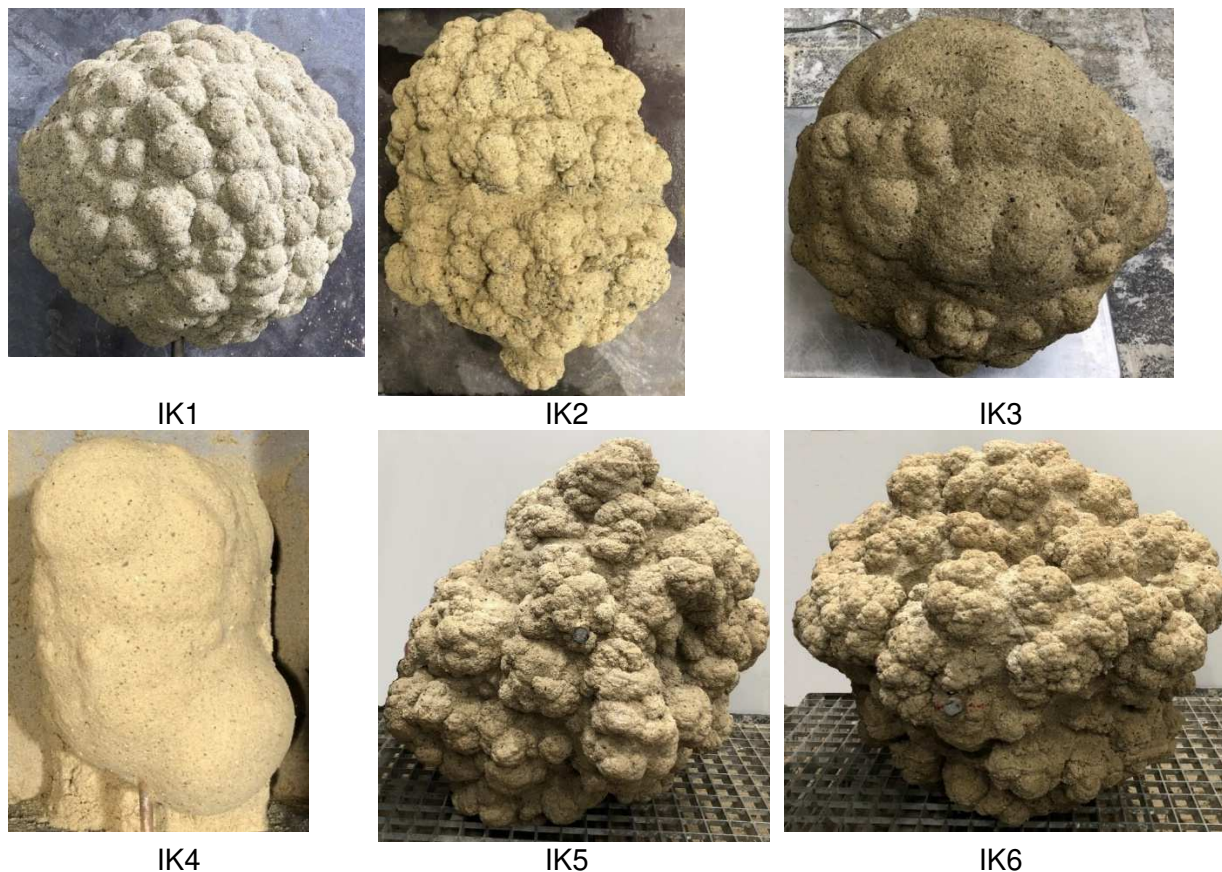


Abb. 12-A22: unter Auflast hergestellte Injektionskörper (BAMERNI 2020)

Bei den kleineren Injektionskörpern ergibt sich bei höherem Wassergehalt eine etwas glattere Oberfläche. Dies ist bei den größeren Injektionskörpern nicht festzustellen. Diese haben generell eine sehr raue und blasenförmige Oberfläche. Es kann davon ausgegangen werden, dass die Oberfläche mit steigender Injektionsmenge unstrukturierter wird, da sich das Injektionsgut mit zunehmendem Weg in noch freie Porenräume ungleichförmiger ausbreitet. Zudem ist es möglich, dass sich das Injektionsgut mit zunehmendem Weg entmischt, wodurch sich die Viskosität verringert und der kugelförmige Ausbreitungsrand instabil wird (FEDER 1989).

Aus den hergestellten Injektionskörpern wurden Probekörper mittels Zuschnitt und Kernbohrungen gewonnen. An den Zuschnitten (Abb. 12-A23 und Abb. 12-A24) und erhaltenen Probekörpern (Abb. 12-A25) wird ersichtlich, dass sich das Injektionsgut im Boden sehr homogen verteilt hat. Dies zeigt sich auch an den fast identischen Dichten der jeweiligen Charge von Probekörpern. Es sind keine bzw. nur sehr geringfügig Hohlstellen im Injektionskörper festzustellen. Lediglich im Bereich des Austrittspunktes der Injektion aus

dem Injektionsrohr (Zentrum der Abb. 12-A23) ist farblich ein höherer Anteil von Injektionsgut festzustellen, welches sich scheinbar sternförmig ausgebreitet hat. Die Probekörper wurden mit hoher Präzision der Schnittflächen ausgearbeitet, damit eine ebene Lastaufbringung bei den nachfolgend beschriebenen Laborversuchen möglich war.

Aus einem Injektionskörper wurden im günstigsten Fall zwölf Probezylinder für die Durchführung von einaxialen Druckversuchen (Einax), sechs Probezylinder für die Spaltzugversuche (Spaltzug) und sechs Probezylinder für die Triaxialversuche (Triax) gewonnen. Aus dem Injektionskörper IK5 wurden zusätzlich Proben für Kriechversuche gewonnen.



Abb. 12-A23: Querschnitt eines Injektionskörpers

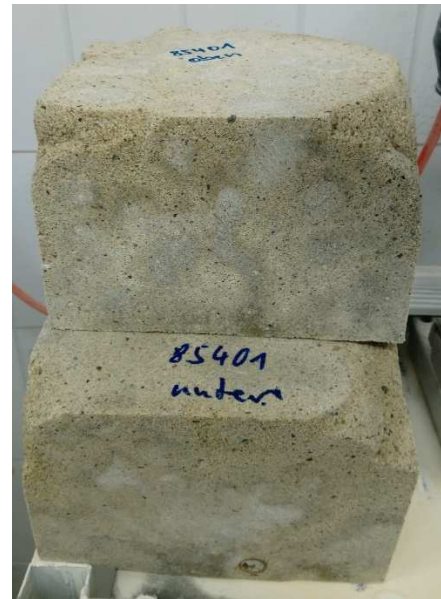


Abb. 12-A24: Zuschnitt



Abb. 12-A25: aus Injektionskörper IK5 gewonnene Probekörper (BAMERNI 2020)

A.3.6 Mechanische Eigenschaften der hergestellten Probekörper

Eindimensional hergestellte Probekörper (1D): Bindemittel Polyurethan (PU)

Mit den 1D-Versuchen wurden sehr homogene Probekörper gewonnen, wodurch herstellbedingte Einflüsse auf die mechanischen Eigenschaften minimiert werden konnten. Trotzdem wurden Streuungen der Ergebnisse aus Proben mit gleichen Randbedingungen festgestellt. In den Spannungs-Dehnungsverläufen der Abb. 12-A26, welche auf dehnungsgesteuerten einaxialen Druckversuchen (0,5 %/min) nach DIN EN ISO 17892-7 (2018) basieren, wird dies deutlich. Die Ergebnisse der Druckfestigkeiten q_u weichen bei den Polyurethanproben trotz gleicher Randbedingungen um bis zu 50 % voneinander ab (siehe Abb. 12-A26). Infolge der vorgenommenen Variationen sind weitere deutliche Abhängigkeiten ersichtlich. Wie aus den Ergebnissen von 42 Einzelproben (1D-PU) hervorgeht, nimmt mit geringerem Wassergehalt und höherer Lagerungsdichte sowie längerer Abbindezeit die Festigkeit zu. In Abb. 12-A27 sind der Minimal- und Maximalwert von q_u mit entsprechenden Abhängigkeiten schematisch dargestellt.

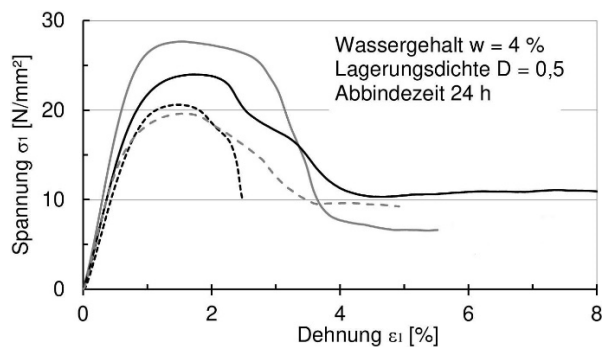


Abb. 12-A26: Spannungs-Dehnungsdiagramm von 1D-PU Proben mit gleichen Randbedingungen

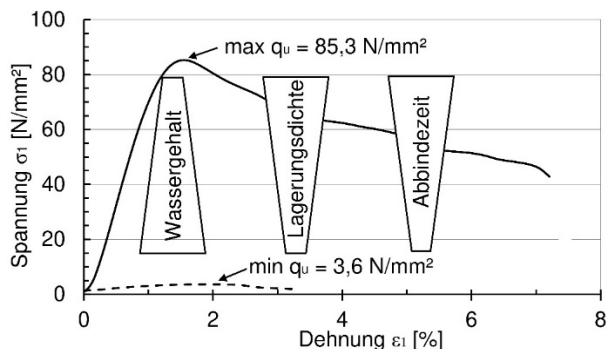


Abb. 12-A27: Bandbreite der Ergebnisse an Polyurethanproben (alle Varianten)

Der zur Beschreibung des Verformungsverhaltens ermittelte E-Modul aus den einaxialen Druckversuchen wird im Folgenden als Sekantensteifigkeit zwischen 0,25 und 0,75 $\sigma_{1,max}$ ermittelt (siehe auch Abb. 12-A46). Dadurch wird der Einfluss der Endflächenanpassung und aus Plastifizierungen größtenteils vermieden.

Nach dem Maximum bei 1 bis 3 % Dehnung fällt die Spannung auf ca. 30 bis 70 % der Bruchlast ab und es sind weitere plastische Verformungen bis zu ca. 10 % Dehnung möglich (Abb. 12-A26). Die Bruchdehnung beträgt etwa dem 10-fachen eines Betons, wobei die einaxiale Druckfestigkeit vergleichbar ist.

Mit steigendem Wassergehalt der Sandprobe nehmen die einaxiale Druckfestigkeit und die Steifigkeit der 1D-PU Proben tendenziell ab, die Streuungen der Versuchsergebnisse zu (Abb. 12-A28 und Abb. 12-A29). Außerdem wird ein mäßiger Anstieg der einaxialen Druckfestigkeit bei größerer Lagerungsdichte erreicht (Abb. 12-A30).

Die zeitliche Entwicklung der Druckfestigkeit ist in der Abb. 12-A31 aufgetragen. Bereits nach 4 h werden 80 % der Endfestigkeit erreicht. Nach 12 bis 24 h ist kein wesentlicher Anstieg der Druckfestigkeit ersichtlich.

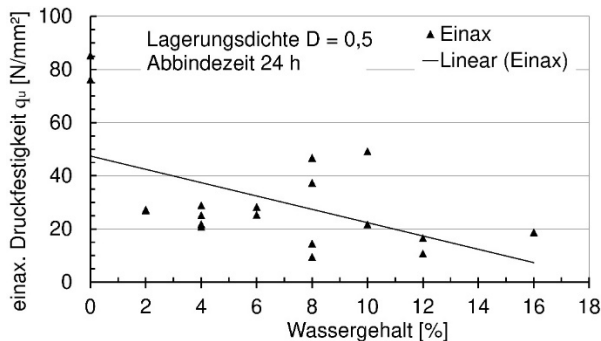


Abb. 12-A28: Druckfestigkeits-Wassergehaltsbeziehung an 1D-PU Proben

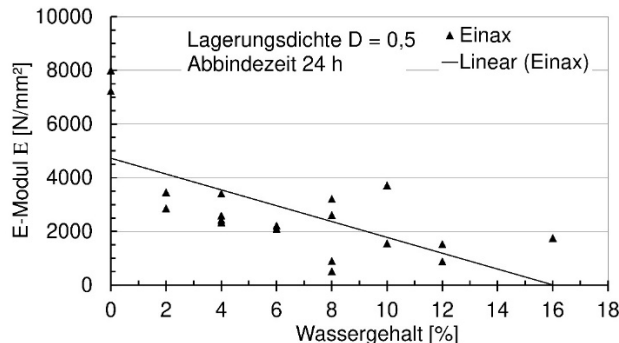


Abb. 12-A29: Steifigkeits-Wassergehaltsbeziehung an 1D-PU Proben

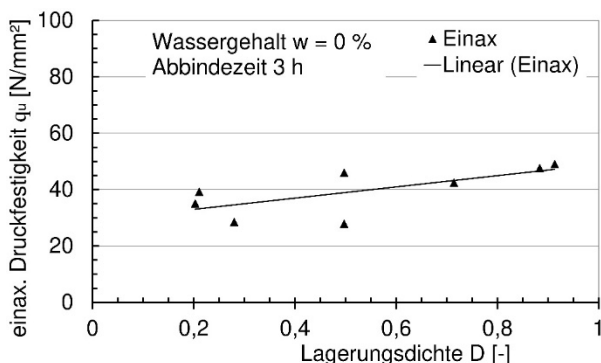


Abb. 12-A30: Druckfestigkeit in Abhängigkeit der Lagerungsdichte an 1D-PU Proben

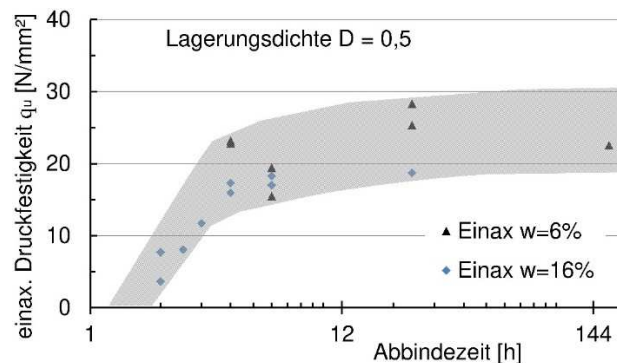


Abb. 12-A31: Druckfestigkeit in Abhängigkeit der Abbindezeit an 1D-PU Proben

Die an 6 1D-PU Proben ermittelte Spaltzugfestigkeit $\sigma_{t,sp}$ beträgt 11 N/mm² (+/- 0,5 N/mm²).

Zur Ermittlung der Scherparameter wurden Triaxialversuche gemäß den Empfehlungen TP BF-STB TEIL C2 (1979) durchgeführt. Als Versuchsapparat wurde eine sogenannte Hoek-Zelle gemäß FRANKLIN und HOEK (1970) und HOEK und FRANKLIN (1968) verwendet, dessen Prinzip den axialsymmetrischen Versuchen an Boden entspricht ($\sigma'_2 = \sigma'_3$). Der Aufbau der Zelle ist dagegen aus einem massiven Stahlzylinder mit Endkappen und die Radialspannung wird mittels Hydraulikpumpe und Öl aufgebracht (siehe Abb. 12-A33 bis Abb. 12-A35) (HOEK und FRANKLIN 1968). Mit der verwendeten Hydraulikpumpe waren maximale Radialspannung von 15 N/mm² (150 bar) möglich. Die Axialspannung σ_1 wird mit einer leistungsfähigen Prüfpresse aufgebracht. Das Prüfgerät zeichnet die zeitliche Entwicklung der Spannungen und axialen Dehnungen auf. Auf eine Messung der radialen Dehnung (Probenumfang) wurde verzichtet, da die Proben für das Anbringen von Dehnungsmesstreifen eine zu rauhe Mantelfläche aufwiesen. Vor dem Abscheren wird ein hydrostatischer Spannungszustand ($\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$) erzeugt. Die Abscherung erfolgte in dieser Versuchsreihe dehnungsgesteuert mit 0,25 mm/min.

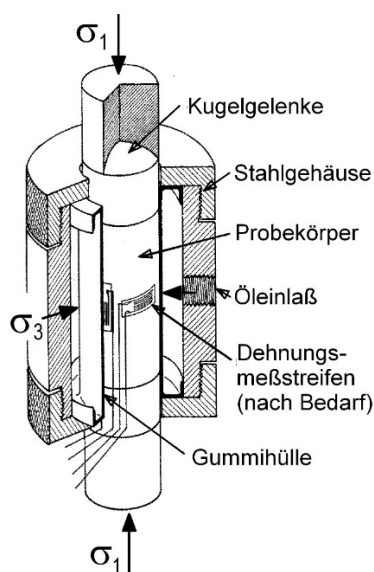


Abb. 12-A33: Triaxialzelle adaptiert nach FRANKLIN und HOEK (1970) und HOEK und FRANKLIN (1968)



Abb. 12-A32: Triaxialzelle im Versuchsstand während dem Abscheren



Abb. 12-A34: Triaxialzelle, Kugelgelenke und Probekörper

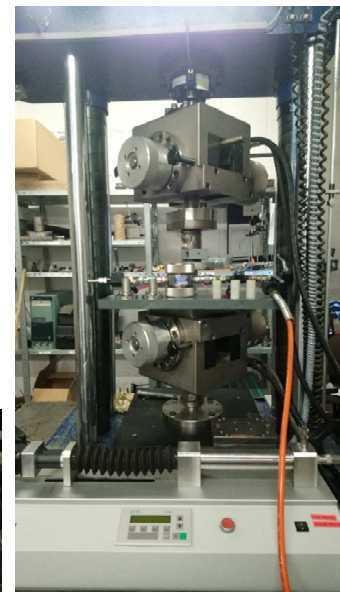


Abb. 12-A35: Lastrahmen und Hydraulikpumpe

In der Abb. 12-A36 sind Versuchsergebnisse dargestellt, welche an 1D-PU Proben mit gleichen Eigenschaften bei Radialspannungen σ_3 von 0,5 bis 15 N/mm² ausgeführt wurden. Aus der Steigung der Bruchgeraden α und dem Zusammenhang $\sin \varphi' = \tan \alpha$, lässt sich ein mittlerer Peak-Reibungswinkel von $\varphi' = 42,1^\circ$ ableiten. Die Kohäsion ergibt sich gemäß $c' = b / \cos \varphi'$ zu 7,69 N/mm². Gegenüber dem reinen Sand bei gleicher Lagerungsdichte ist infolge der PU-Injektion ein Anstieg des Reibungswinkels um ca. 8° festzustellen.

Der kritische Reibungswinkel φ'_{cs} beträgt $\leq 31^\circ$ und wird aus drei Proben, bei denen sich σ_1 einem stationären Zustand annähert, abgeleitet (diese Proben sind in Abb. 12-A36 mit * gekennzeichnet). Der Dilatanzwinkel im Peak-Zustand ergibt sich aus $\psi_{peak} \geq \varphi'_{peak} - \varphi'_{cs}$ zu 11,2°.

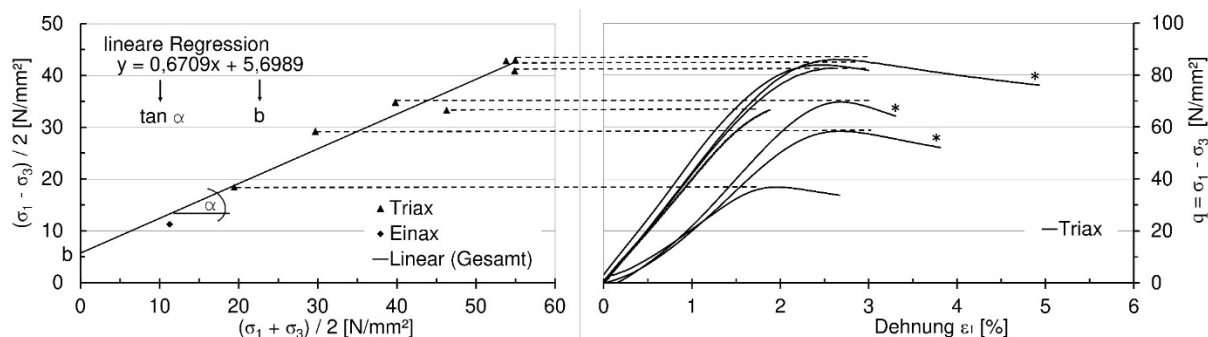


Abb. 12-A36: Bruchgerade aus 7 Triax + 1 Einax und Verknüpfung mit q-ε Diagramm. Probeneigenschaften: 1D-PU, w = 6 %, D = 0,5 und Abbindezeit >= 168 h

Eindimensional hergestellte Probekörper (1D): Bindemittel Acrylate (AC)

An 32 Proben, die mit dem Acrylatgel (AC) gemäß Abschnitt A.3.2 im 1D-Versuch injiziert wurden, wurden ebenfalls einaxiale Druckversuche sowie Spaltzugversuche durchgeführt. Gegenüber den 1D-PU Proben wiesen diese deutlich geringere Festigkeiten q_u und $\sigma_{t,sp}$ sowie Steifigkeiten E auf (Abb. 12-A37 bis Abb. 12-A42).

Die prozentuale Streuung der Ergebnisse war dagegen trotz Variation der Randbedingungen weitaus geringer, so dass man daraus schließen kann, dass sich unterschiedliche Wassergehalte und Lagerungsdichten auf AC-Injektionen deutlich weniger auswirken. $2/3 q_u$ werden bereits nach einer Abbindezeit von 4 h erreicht (Abb. 12-A38).

In Abb. 12-A39 ist die leichte Abnahme der Druckfestigkeit mit zunehmenden Wassergehalt dargestellt. Der mäßige Einfluss der Lagerungsdichte an Proben mit unterschiedlichen Herstellrandbedingungen geht aus der Abb. 12-A40 hervor. Die Ergebnisse der Spaltzugfestigkeiten und Steifigkeiten werden für die gesamte Bandbreite der Variationen in Abb. 12-A41 bzw. Abb. 12-A42 dargestellt. Mit steigendem Wassergehalt nehmen auch diese Eigenschaften geringfügig ab.

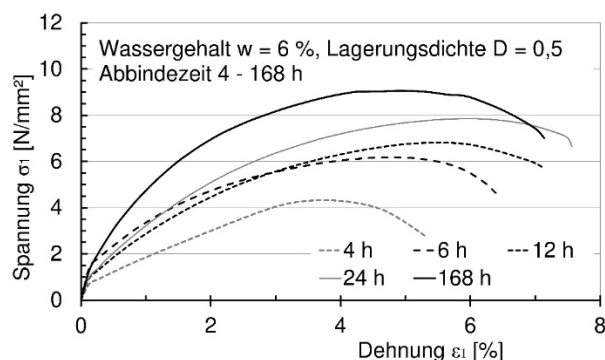


Abb. 12-A37: Spannungs-Dehnungsdiagramm von 1D-AC-Proben mit gleichen Randbedingungen nach unterschiedlicher Abbindezeit

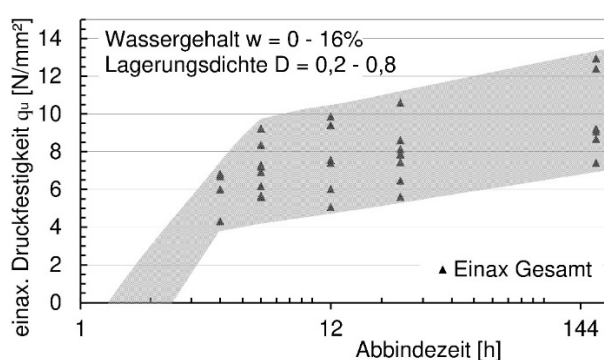


Abb. 12-A38: Druckfestigkeit in Abhängigkeit der Abbindezeit aller hergestellten 1D-AC Proben

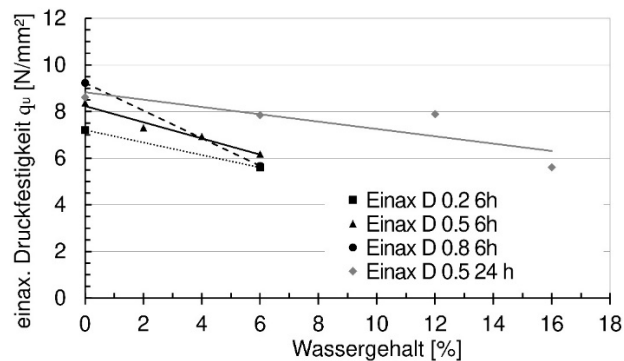


Abb. 12-A39: Druckfestigkeits-Wassergehaltsbeziehung an 1D-AC Proben

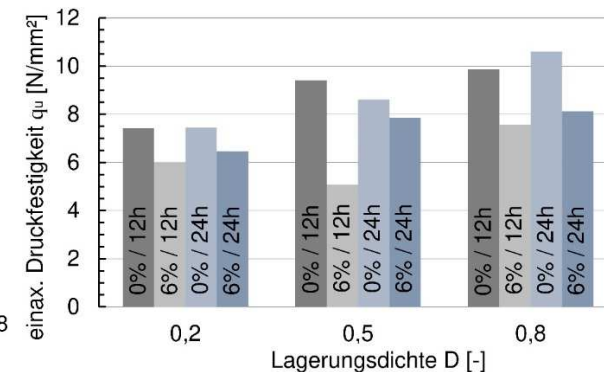


Abb. 12-A40: Druckfestigkeit in Abhängigkeit der Lagerungsdichte an 1D-AC Proben

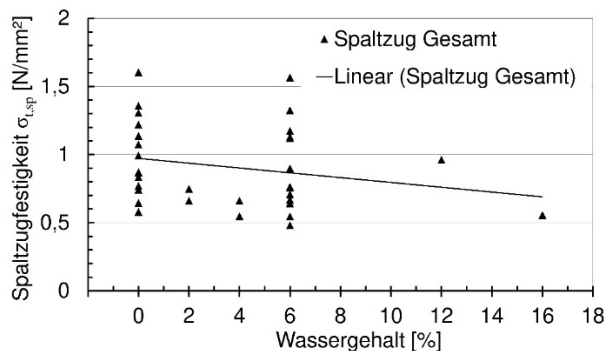


Abb. 12-A41: Zugfestigkeits-Wassergehaltsbeziehung an 1D-AC Proben

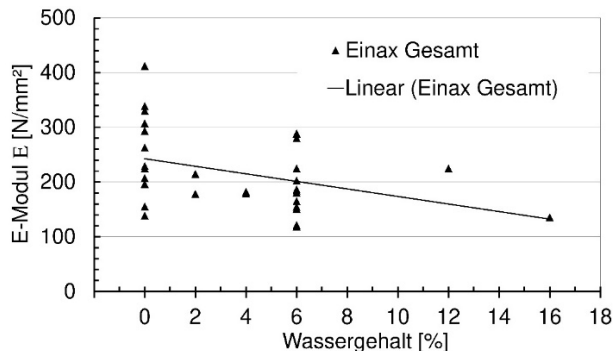


Abb. 12-A42: Steifigkeits-Wassergehaltsbeziehung an 1D-AC Proben

Aufgrund der Ergebnisstreuung wurde zur Bestimmung der Scherparameter die lineare Regressionsgerade aus allen 17 Triaxialversuchen an 1D-AC Proben und den zugehörigen einaxialen Druckversuchen gebildet (siehe Abb. 12-A43).

Wegen der großen Probenstauchung während des Abscherens war es gerätebedingt nicht möglich, den Peak und eine mögliche spätere Entfestigung zu erreichen. Ob kontraktantes oder dilatantes Verhalten vorliegt, ist somit nicht festzustellen. Der Mittelwert für den mobilisierten Reibungswinkel ergibt sich demnach mit $\varphi'_{mob} = 27,5^\circ$ und für die Kohäsion zu $c' = 2,73 \text{ N/mm}^2$.

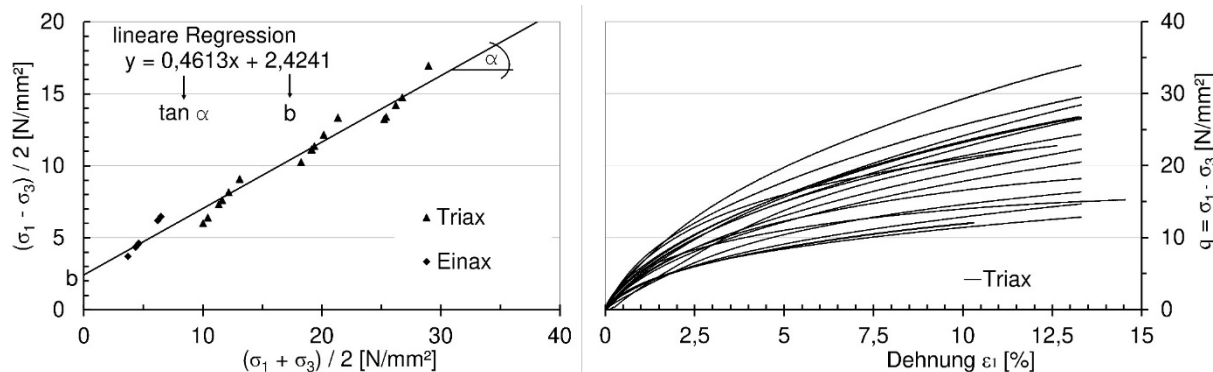


Abb. 12-A43: Bruchgerade aus 17 Triax + 6 Einax mit zugehörigem q-ε Diagramm. Probeneigenschaften: w = 0 % / 6 %, D = 0,2 / 0,5 / 0,8 und Abbindezeit >= 168 h

Dreidimensional hergestellte Probekörper (3D)

An dreidimensional hergestellten Injektionskörpern (3D-Versuche) wurden 52 einaxiale Druckversuche, davon 11 mit Ent- und Wiederbelastungsschleife (zyklisch) durchgeführt.

Die Ergebnisse von q_u und E sind in Abhängigkeit der Lagerungsdichte D in Abb. 12-A44 und Abb. 12-A45 dargestellt. Wie bei den 1D-PU Proben steigen Druckfestigkeit und Steifigkeit mit zunehmender Lagerungsdichte an. An den 3D-PU Proben war jedoch kein direkter Zusammenhang der Festigkeit und Steifigkeit mit dem Wassergehalt feststellbar, was auch am Vergleich von IK1 und IK3 in Abb. 12-A44 und Abb. 12-A45 ersichtlich ist.

Die Ent- und Wiederbelastungssteifigkeiten (Definition siehe Abb. 12-A46) betragen etwa dem 1,3 bis 2,3-fachen der Erstbelastungssteifigkeit E_{25-75} .

Eine geringere Belastungsgeschwindigkeit von 0,01 %/min anstelle von 0,5 %/min zeigte an 4 Proben keinen Einfluss auf q_u und E.

Die Zugfestigkeit nimmt ebenfalls mit der Lagerungsdichte zu. Zudem zeigten die Proben mit höherem Wassergehalt im Mittel etwas höhere Zugfestigkeiten (Abb. 12-A47).

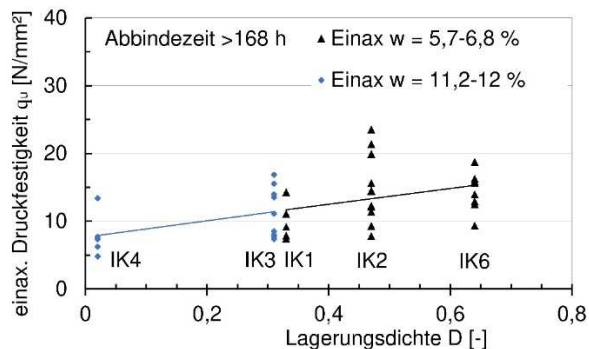


Abb. 12-A44: Druckfestigkeit in Abhängigkeit der Lagerungsdichte an 3D-PU Proben

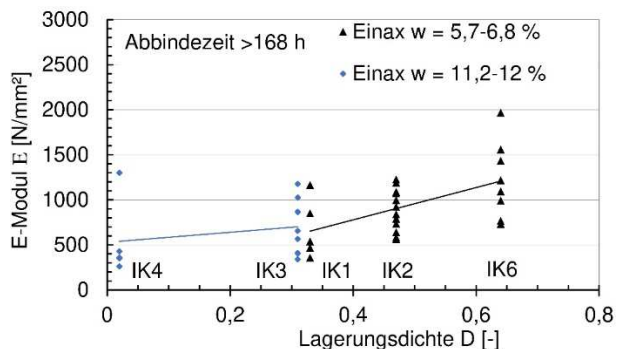


Abb. 12-A45: Steifigkeit in Abhängigkeit der Lagerungsdichte an 3D-PU Proben

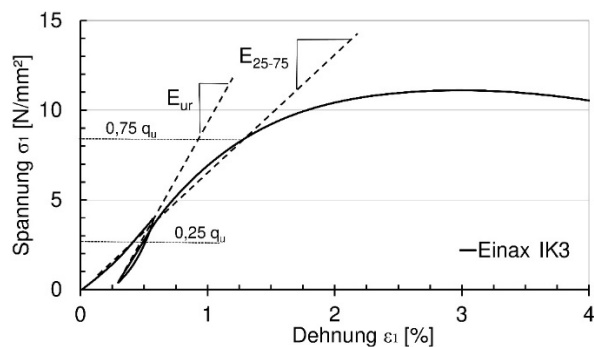


Abb. 12-A46: Spannungs-Dehnungsdiagramm einer 3D-PU Probe aus IK3

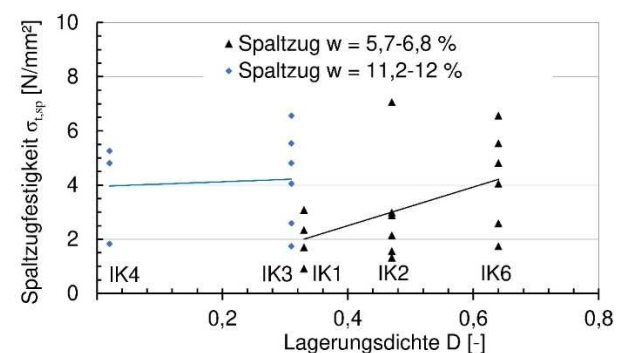


Abb. 12-A47: Zugfestigkeit in Abhängigkeit der Lagerungsdichte an 3D-PU Proben

Die Ergebnisse aus 18 Triaxialversuchen an 3D-PU Proben zeigen keine eindeutigen Abhängigkeiten von den Herstellungsrandbedingungen. Zur Vergleichbarkeit mit den Ergebnissen aus den 1D-Versuchen (gemäß Abb. 12-A36) sind im Folgenden Auswertungen von Bruchgeraden von Injektionskörpern mit ähnlichen Randbedingungen (IK2 und IK6 gemäß Abb. 12-A22) aufgeführt.

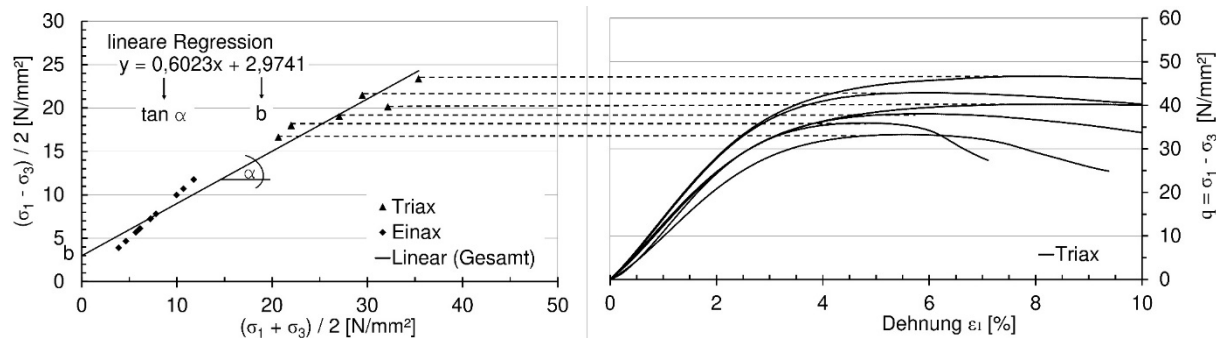


Abb. 12-A48: Bruchgerade aus 6 Triax + 11 Einax und Verknüpfung mit q - ϵ Diagramm. Probeneigenschaften IK2: $w = 5,9\%$, $D = 0,47$ und Abbindezeit ≥ 168 h

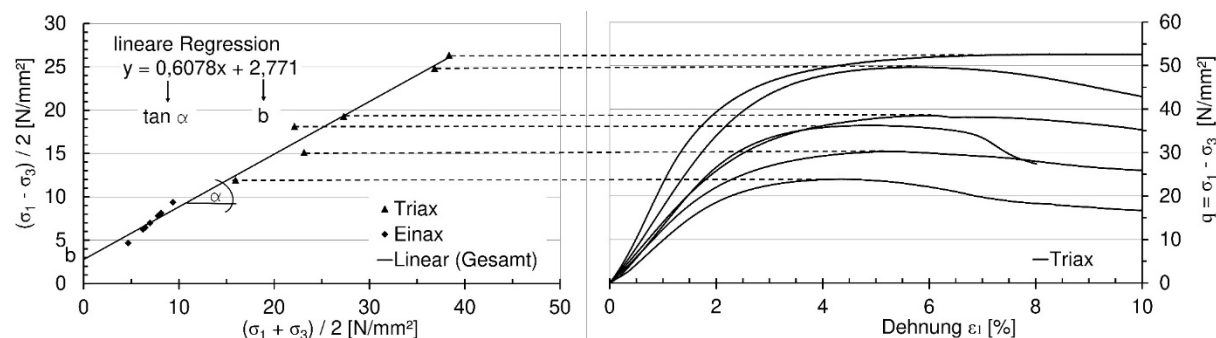


Abb. 12-A49: Bruchgerade aus 6 Triax + 8 Einax und Verknüpfung mit q - ϵ Diagramm. Probeneigenschaften IK6: $w = 6,8\%$, $D = 0,64$ und Abbindezeit ≥ 168 h

Einfluss der Probenherstellung

An den 3D-PU Proben (räumliche Probenherstellung) des Injektionskörpers IK2 lassen sich aus der Bruchgerade der Abb. 12-A48 ein Reibungswinkel φ' von $37,0^\circ$ sowie eine Kohäsion c' von $3,73$ N/mm² ableiten. Der Injektionskörper IK6 mit etwas höherer Lagerungsdichte erreichte gemäß Abb. 12-A49 einen Reibungswinkel φ' von $37,4^\circ$ sowie eine Kohäsion c von $3,49$ N/mm².

Dem gegenüber stehen der Reibungswinkel φ' von $42,1^\circ$ sowie eine Kohäsion c' von $7,69$ N/mm² aus den Versuchen an 1D-PU Proben (eindimensionale Probenherstellung) gemäß Abb. 12-A36. Die Art der Probenherstellung hat somit einen deutlichen Einfluss auf die erzielbaren Scherfestigkeiten. Ein Grund für die höheren Scherfestigkeiten an den Vergleichbaren 1D-PU Proben ist darin zu vermuten, dass das mit Injektionsgut gefüllte Porenvolumen 93% beträgt. Bei den Injektionskörpern IK2 und IK6 (3D-PU Proben) beträgt dieses dagegen ca. 85% .

Im Vergleich der Steifigkeiten zeigt sich ein rund doppelt so hoher E-Modul der 1D-PU Proben zu den 3D-PU Proben (Abb. 12-A50). Bei beiden Herstellungsverfahren (1D und 3D) besteht ein linearer Zusammenhang zwischen der maximalen Deviatorspannung (Bruchspannung) und dem E_{25-75} -Modul.

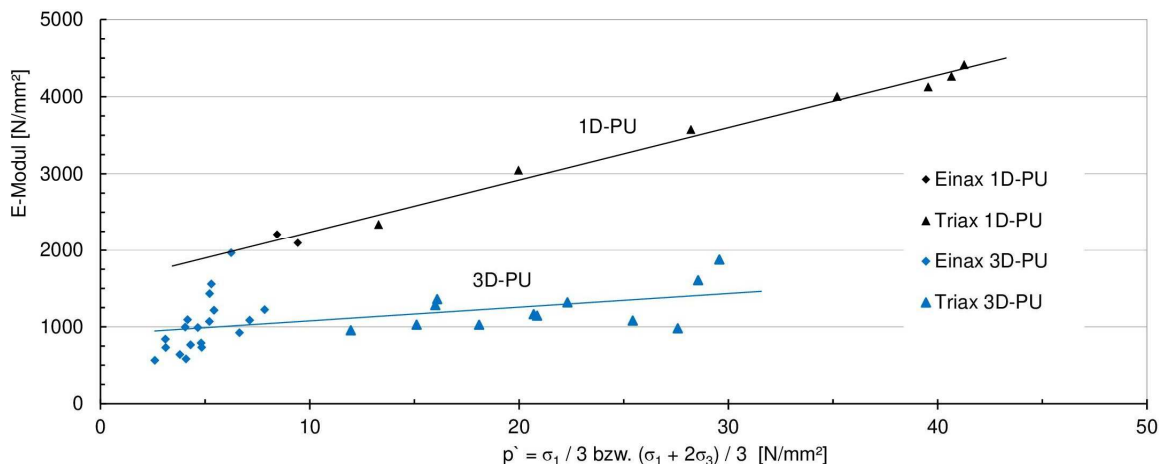


Abb. 12-A50: Abhängigkeit der Steifigkeit von der mittleren Spannung \bar{p} im Peak-Zustand bei 1D und 3D Probekörpern mit gleichen Randbedingungen $w \sim 6,8 \%$, $D \sim 0,5$ und Abbindezeit ≥ 168 h

Zeitabhängiges Verformungsverhalten

Bei Verwendung von chemischen Injektionsmitteln spielen auch die zeitabhängigen Verformungen eine Rolle (KOENZEN 1975; STETZLER-KAUFMANN 1983). Aus diesem Grund wurde das zeitabhängige Verhalten mittels Kriechversuchen an 3D-PU Proben aus IK5 der Abb. 12-A22 ($D = 0,21$, $w = 13 \%$, Abbindezeit > 168 h) überprüft.

An den Proben wurden konstante Auflastspannungen von 2,5 und 5,0 N/mm² aufgebracht. Dadurch sollten Spannungsbereiche, wie sie z.T. im Schirmgewölbe auftreten berücksichtigt werden. Die mit der linearen Zeitachse verknüpfte axiale Dehnung (Abb. 12-A51) zeigt keine Beschleunigung und demnach keine Instabilität, selbst bei hoher Spannung.

Werden die Kriechdehnungen ratenabhängig dargestellt (Abb. 12-A52), ist eine Abnahme der Kriechrate mit der Zeit zu verzeichnen. Unter Spannung von 2,5 N/mm² geht der Wert bereits nach 8 Tagen gegen Null (Probe IK5 E4u).

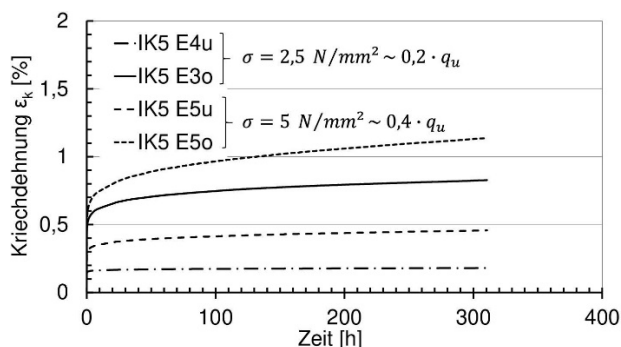


Abb. 12-A51: Kriechdehnung der 3D-PU Proben

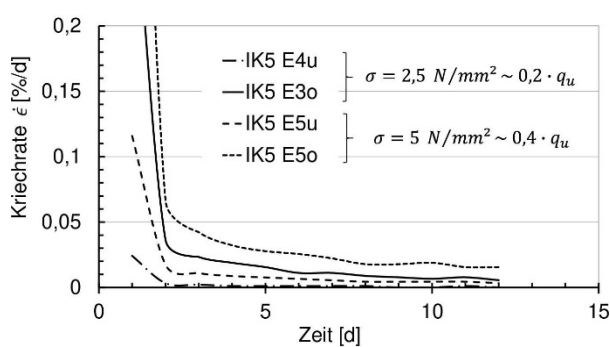


Abb. 12-A52: Kriechrate der 3D-PU Proben

A.3.7 Schlussfolgerungen für die Anwendung im Schirmgewölbe

Mit den gewählten Injektionsparametern zur Herstellung der 3D-PU Injektionskörpern war eine sehr gute Ausbreitung mit den gewünschten Durchmessern von 40 bis 50 cm in den tertiären Sanden möglich. Auch wurde eine sehr gleichmäßige Füllung der Porenräume erreicht. Beim verwendeten Boden ist eine Schirmgewölbeinjektion gut umsetzbar. Die Abstände der Austrittsstellen von Injektionsmittel an Spießen oder beispielsweise Manschettenrohren sollten dann den erreichten Durchmessern der oben beschriebenen 3D-Versuche entsprechen.

Die erreichbaren Festigkeiten und Steifigkeiten übertreffen die von Zementinjektionen zum Teil deutlich. Zudem ist ein rascher Festigkeitszuwachs zu verzeichnen. Insbesondere die PU-Injektionen erreichen bereits nach wenigen Stunden Druckfestigkeiten, die über den zu erwartenden Spannungen im Schirmgewölbe liegen. Eine weitere Besonderheit stellt die hohe Duktilität im Vergleich zu Zementinjektionen dar, wodurch sich ein mögliches Versagen durch große Verformungen ankündigt.

Da die aufgebrachte Auflast deutlich höher als die zu erwartenden Beanspruchungen (vgl. Abb. 8-10) ist, spielt Kriechen bei dieser Anwendung eine untergeordnete Rolle.

Die ermittelte Druckfestigkeit beträgt bei den Säulenversuchen mit Polyurethanen (1D-PU) in etwa dem Doppelten der Versuche mit unbehinderter Ausbreitung des Injektionsguts (3D-PU). Bei der Steifigkeit und Zugfestigkeit sind die Unterschiede noch größer (3 bis 4-fach). Ein Grund hierfür ist bei dem erreichbaren injizierten Porenvolumen zu vermuten, da dieser Anteil bei den Versuchen mit behinderter Ausbreitung (1D) höher lag. Diese Verhältnisse werden auch für die Acrylate (AC) vermutet, obwohl mit diesem Injektionsmittel keine Probekörper bei unbehinderter Ausdehnung (3D) hergestellt wurden.

Die Triaxialversuche an PU und AC Proben zeigen eine spannungsabhängige Steifigkeit. Darauf wird im Zuge der Festlegung der Bodenkennwerte für die numerischen Berechnungen des injizierten Schirmgewölbes in Abschnitt A.5 detailliert eingegangen.

Wenn dem Injektionsschirm eine tragende oder setzungsreduzierende Funktion zugewiesen werden soll, so sind vorab Injektionsversuche am anstehenden Baugrund erforderlich. Dazu sind die o. g. 1D bzw. 3D Probekörperherstellungen als mögliche Varianten zur Gewinnung von Proben denkbar. Werden die einfacheren 1D Herstellungen durchgeführt, so sind die labortechnisch ermittelten mechanischen Kennwerte der damit gewonnenen Probekörper um einen Faktor von 2 bis 4 gemäß den o. g. Ergebnissen aus 3D Probekörpern abzumindern. Diese empirische Abminderung sollte nur für PU Proben verwendet werden, da weitere Injektionsmittel für diesen Vergleich nicht untersucht wurden.

Des Weiteren sollten beim Vortrieb im oberen Teil der Ortsbrust Referenzinjektionen analog dem Einbringverfahren im Schirmgewölbe ausgeführt werden. Dies wurde bereits anhand von Eignungsversuchen am realen Vortrieb (siehe auch Abschnitt 5.3) angewendet. Mit dem

weiteren Vortrieb werden diese freigelegt und die entstandenen Injektionskörper können beurteilt werden. Dadurch ist mit jedem Vortriebsschritt eine Beurteilung der Qualität des Injektionsschirms möglich und es kann auf Abweichungen reagiert werden. Alternativ können auch die vortriebsbegleitend einzubringenden Ortsbrustanker injiziert werden.

Gemäß DEUTSCHE BAUCHEMIE (2012a) und DEUTSCHE BAUCHEMIE (2002b) werden die Stoffe im ausgehärteten Zustand als inert und physiologisch unbedenklich eingestuft. Werden die Stoffe Bestandteil von Ausbruchmaterial, sind diese im Hinblick auf die Verwertung projektspezifisch zu bewerten. Zudem besteht die Möglichkeit biologisch abbaubare Polyurethane zu verwenden, wenn umweltrelevante Vorgaben nicht erfüllt werden können.

A.4 Voruntersuchungen zur Eignung der verwendeten Software und des Stoffmodells

A.4.1 Allgemeines

Mit den Voruntersuchungen wird das verwendete Stoffgesetz aus SOFiSTiK überprüft, ob es das Festigkeits- und Verformungsverhalten von granularen Böden hinreichend wiedergibt. Dazu werden Tests an ebenen, axialsymmetrischen Einzelementen (Elementtests) sowie Laborversuche räumlich mit Kontinuumselementen modelliert.

Die nachfolgenden Elementtests und Experiment-Simulationen werden mit Ergebnissen aus Laborversuchen verglichen, welche an einem international bekannten und in der bodenmechanischen Forschung oft verwendeten enggestuften Modellsand (SE) dem „Hostun RF Sand“ vorgenommen wurden (FLAVIGNY et al. 1990). Dies ermöglicht Vergleiche zwischen verschiedenen Versuchen, ohne dass Einflüsse der Kornform, der Korngrößenverteilung oder der mineralogischen Zusammensetzung zu berücksichtigen sind. Die Laborversuche wurden unter drainierten Bedingungen der Probe durchgeführt.

Umfangreiche Vergleiche zwischen Laborergebnissen an Hostun Sand und numerischen Elementtests mit der Software Plaxis Version 8.2 gemäß BRINKGREVE et al. (2004) wurden z. B. durch Marcher et al. (2000) und BENZ (2007) vorgenommen.

Die durch BENZ (2007) zur Verfügung gestellten Daten aus Elementtests und Laborversuchen werden mit eigenen Ergebnissen von Elementtests mit der Software SOFiSTiK (SOFiSTiK AG 2018) verglichen. Dadurch kann zum einen ein Vergleich der beiden numerischen Programme und zum anderen mit den Labordaten vorgenommen werden.

Insbesondere wird der Einfluss der deutlich höheren Steifigkeit bei kleinen Dehnungen sichtbar, was im vorliegend verwendeten Stoffmodell nicht implementiert ist, bei der Arbeit von BENZ (2007) jedoch berücksichtigt wurde. Dieser Einfluss kann für die Ergebnisinterpretation nützlich werden.

Mögliche Abweichungen gelten zudem als wichtige Erkenntnisse für die Beurteilung der Ergebnisse aus den Berechnungen der Strukturmodelle gemäß Abschnitt 7.6. Weitere Vergleiche zwischen Versuchsergebnissen am o.g. Sand und Elementtests mit elastoplastischen und hypoplastischen Stoffgesetzen wurden in MARCHER et al. (2000) vorgenommen.

Die angesetzten Kennwerte gemäß BENZ (2007) sind der nachfolgenden Tab. 12-A4 zu entnehmen.

Tab. 12-A4: Bodenkennwerte für die Simulation der Laborversuche

Modellsand	[-]	Loose Hostun Sand	Dense Hostun Sand
Wichte γ / γ'	[kN/m ³]	0	0
Kohäsion c_{ref}	[kN/m ²]	0	0
Reibungswinkel φ_{cs}	[°]	34	26
Dilatanzwinkel ψ	[°]	0	16
Erstbelastungsmodul für deviatorische Belastung E_{50}^{ref}	[MN/m ²]	12	30
Erstbelastungsmodul für kompressive Belastung E_{oed}^{ref}	[MN/m ²]	16	30
Entlastungs- / Wiederbelastungsmodul E_{ur}^{ref}	[MN/m ²]	60	90
Querdehnzahl für Entlastung / Wiederbelastung ν_{ur}	[-]	0,25	0,25
Referenzspannung p^{ref}	[kN/m ²]	100	100
Steifeexponent m	[-]	0,75	0,55
Seitendruckbeiwert K_0	[-]	0,44	0,4
Bruchfaktor R_f	[-]	0,9	0,9

Bei den mit dem Programm Plaxis von BENZ (2007) durchgeführten FE-Berechnungen wurde zudem die sogenannte Small Strain Stiffness-Erweiterung des Hardening Soil Modells verwendet (HSS). Dabei wird bei sehr kleinen Dehnungen ($\gamma < 10^{-6}$) eine deutlich höhere elastische Anfangssteifigkeit G_0 des Bodens berücksichtigt. Dieses Stoffmodell benötigt neben den Parametern des Stoffmodells Hardening Soil (HS) noch zwei weitere Eingangsgrößen:

G_0^{ref} Referenzsteifigkeit bei sehr kleinen deviatorischen Dehnungen $\gamma < 10^{-6}$

$\gamma_{0.7}$ Deviatorische Dehnung, bei der die Sekantensteifigkeit G_s ca. 70 % der Anfangssteifigkeit G_0 aufweist

Für die FE-Berechnungen gemäß BENZ (2007) mit dem Programm Plaxis gemäß BRINKGREVE et al. (2004) wurde für G_0^{ref} ein Wert von 168 MN/m² für Loose Hostun Sand bzw. 270 MN/m² für Dense Hostun Sand und für $\gamma_{0.7}$ ein Wert von 1×10^{-4} bzw. 2×10^{-4} verwendet.

BENZ (2007) verwendete im Gegensatz zu den in dieser Arbeit durchgeführten Berechnungen ein Dilatanzmodell nach LI und DAFALIAS (2000) und 6-knotige Volumenelemente (Dreieckselemente).

A.4.2 Ödometerversuche

Elementversuch

Am vierknotigen ebenen Element wurden Ödometerversuche, d. h. Kompressionsversuche mit verhinderter Seitendehnung, axialsymmetrisch mit SOFiSTiK simuliert. Die Simulationsergebnisse sind in den Abb. 12-A53 und Abb. 12-A54 dargestellt. Es wird ersichtlich, dass das in SOFiSTiK implementierte Stoffmodell Gran (Hardening Soil HS) die experimentellen Versuchsergebnisse gut nachbilden kann. Das nichtlineare Spannungs-Dehnungsverhalten wird bei Erst-, Ent- und Wiederbelastung richtig erfasst. Der Vergleich mit den Simulationsergebnissen von BENZ (2007) unter Berücksichtigung der höheren Anfangssteifigkeit bei kleinen Dehnungen (HSS) zeigt ebenfalls eine gute Übereinstimmung, insbesondere bei den dicht gelagerten Proben (siehe Abb. 12-A54). Die geringfügigen Abweichungen bei lockeren Sanden sind auf kleine Unterschiede bei den gewählten Anfangsspannungen (Vorbelastung) zurückzuführen.

Beide Simulationen (Autor: SOFiSTiK und BENZ (2007): Plaxis) zeigen bei größeren Spannungen geringere Dehnungen als die Experimente, was auf den von BENZ (2007) gewählten Steifeexponent m zurückzuführen ist. Ein etwas geringerer Wert m würde für eine bessere Übereinstimmung sorgen.

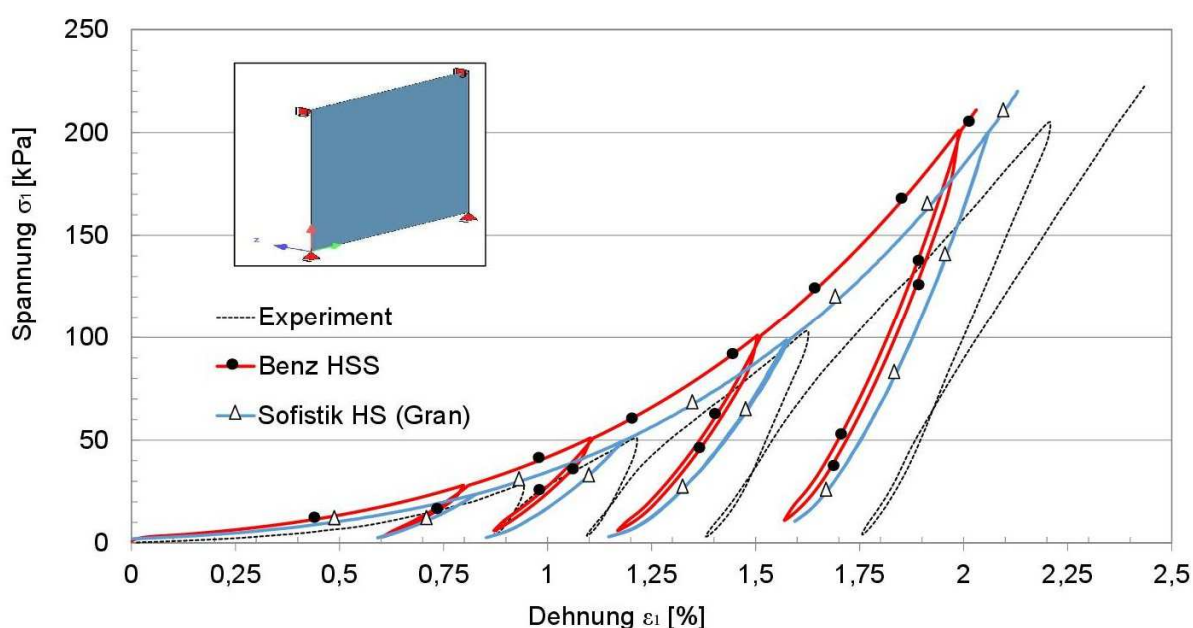


Abb. 12-A53: Simulationsergebnisse des Ödometerversuchs an Loose Hostun Sand mit SOFiSTiK TALPA und Vergleich mittels der Simulation HSS von BENZ (2007) sowie des Experiments gemäß BENZ (2007)

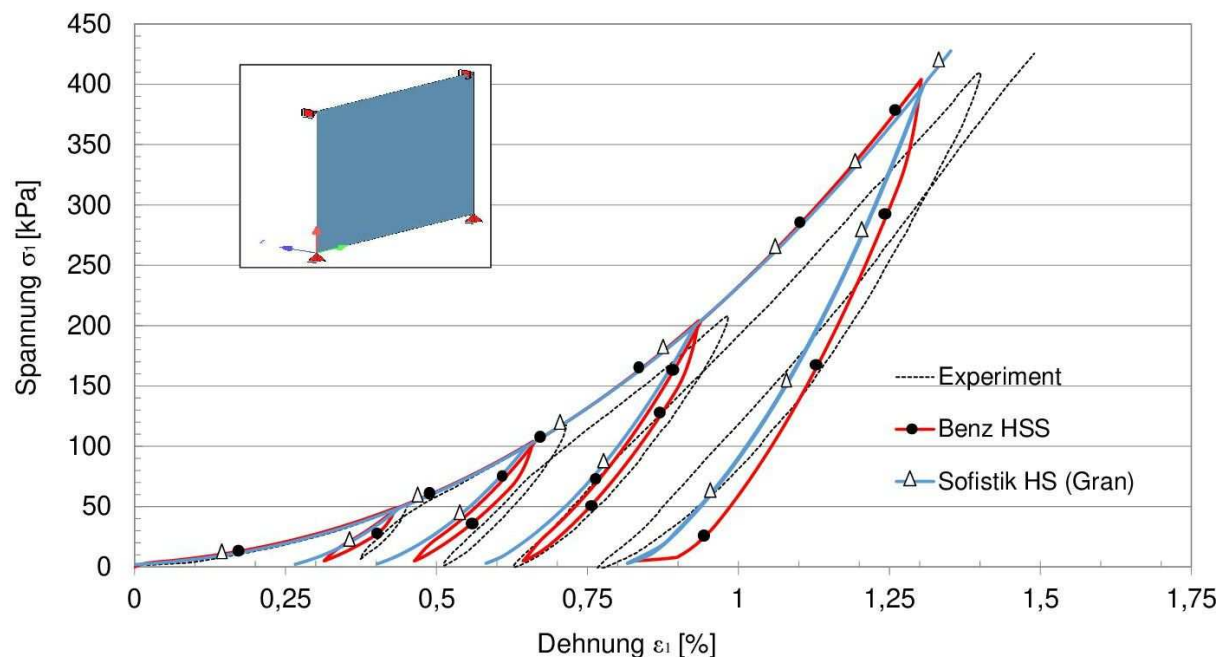


Abb. 12-A54: Simulationsergebnisse des Ödometerversuchs an Densse Hostun Sand mit SOFiSTiK TALPA und Vergleich mittels der Simulation HSS von BENZ (2007) sowie des Experiments gemäß BENZ (2007)

Gesamter Ödometerversuch mit 8-knotigen Volumenelementen ASE

Unabhängig von den o. g. Elementtests wurde ein Ödometerversuch räumlich mittels Volumenelementen modelliert. Dies wurde erforderlich, um zu überprüfen, ob die ebenen, bzw. axialsymmetrischen Ansätze auch den räumlichen Fall gut abbilden. Insbesondere werden in SOFiSTiK AG (2018) für ebene bzw. axialsymmetrische Betrachtungen das Modul TALPA und für räumliche Betrachtungen das Modul ASE verwendet. Die Modellabmessungen ergeben sich aus der verwendeten Versuchszelle, einem Torsionsödometeter mit $H = 24,3$ mm und $D = 94,5$ mm (siehe Abb. 12-A55). Das Modell wird an der Unterseite gegen Verschiebung in vertikaler Richtung, der seitliche Modellrand gegen radiale Verschiebung, gehalten.

Die Ergebnisse passen ebenfalls sehr gut zu den ebenen Berechnungen von BENZ (2007) sowie den Experimenten gemäß BENZ (2007). Die geringfügigen Abweichungen lassen sich mit den größeren Schrittweiten der Lastaufbringung σ_1 beim Volumenmodell erklären.

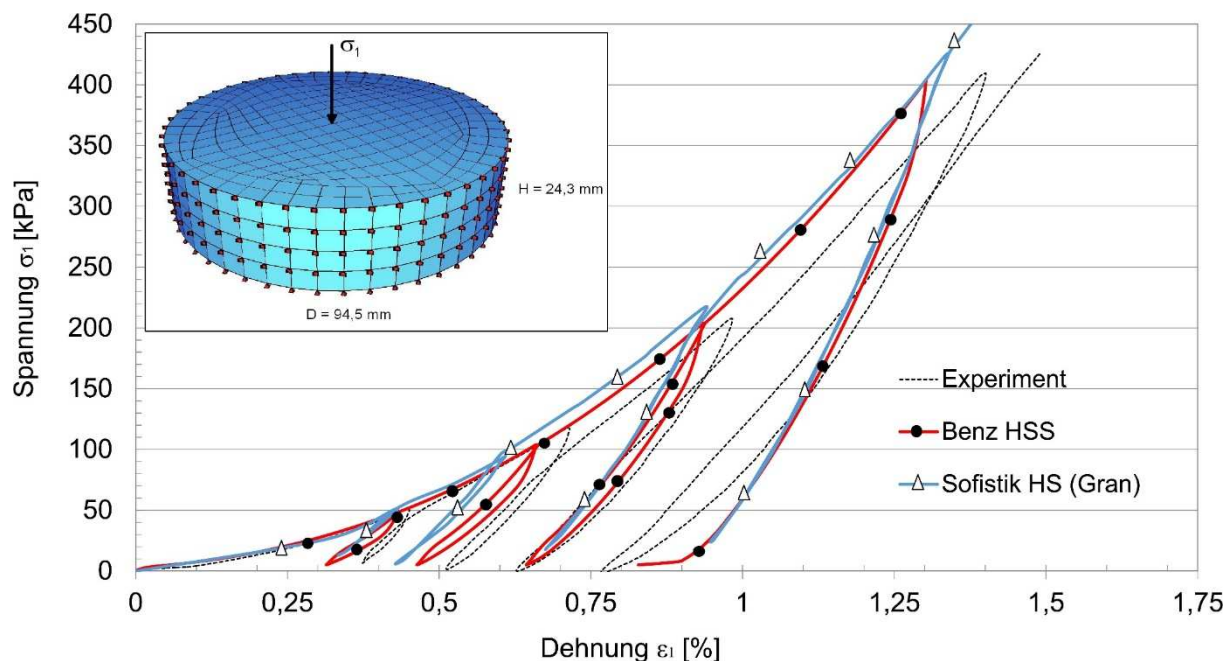


Abb. 12-A55: Simulationsergebnisse des Ödometerversuchs an Densse Hostun Sand mit SOFiSTiK ASE (Volumenelementen) und Vergleich mittels der Simulation HSS von BENZ (2007) sowie dem Experiment gemäß BENZ (2007)

A.4.3 Triaxialversuche

Ebenes 4-knotiges Element TALPA

Am vierknotigen ebenen Element wurden Triaxialversuche, d. h. Steigerung der deviatorischen Beanspruchung bis zum Versagen, axialsymmetrisch mit SOFiSTiK simuliert. Unabhängig von den Experimenten und numerischen Berechnungen gemäß BENZ (2007) wurde bei 70 % der Bruchspannung nach Mohr-Coulomb auf 10 % entlastet und wieder belastet. Nach der Ent- und Wiederbelastung wurde die Vertikalspannung σ_1 bis zum Bruch gesteigert.

Die Simulationsergebnisse zeigen bei lockerem und dichtem Sand (Abb. 12-A56 und Abb. 12-A57) eine gute Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen als auch den numerischen Berechnungen gemäß BENZ (2007). Das hyperbolische Spannungs-Dehnungs-Verhalten unter triaxialer Erstbelastung sowie das unterschiedliche Verformungsverhalten bei Erst- sowie Ent- und Wiederbelastung wird realitätsnah erfasst. Mit zunehmender Scherung im kontraktanten, lockeren Sand verringert sich die Volumenänderung korrekterweise (Abb. 12-A56). Die Volumendehnung ε_v wird bei dichtem Sand über den spannungsabhängigen Dilatanzwinkel nach dem Ansatz von SØREIDE (2003) bis zu einer axialen Dehnung ε_1 von ca. 10 % sehr realistisch erfasst (siehe Abb. 12-A57). Bei größeren Dehnungen weichen die Volumendehnungen der Simulation von den Versuchsergebnissen etwas ab. Zur Nachbildung der Lagerungsdichte aus dem Versuch ist im numerischen Versuch eine Überkonsolidation anzugeben damit dilatantes Verhalten aktiviert wird. Vorliegend wurde dazu ein analytischer Primärlastfall mit einer Vorkonsolidationsspannung von 1.800 kPa simuliert.

Aus bodenmechanischer Sicht kann es nicht zu einer unendlichen Auflockerung kommen, sodass sich die Volumendehnung ε_v einer Asymptote annähert (KOLYMBAS 2016). Dieser asymptotische Verlauf bei großen Dehnungen kann mit SOFiSTiK und Plaxis näherungsweise mit einer Dilatanzabschaltung (dilatancy cut-off) beim Erreichen der Restscherfestigkeit abgebildet werden.

Ein Vergleich der Software SOFiSTiK und Plaxis und hierbei insbesondere der Stoffmodelle HS und HSS zeigen nur geringfügige Abweichungen, sodass keine klare Aussage darüber möglich ist, welche Software bzw. welches Stoffgesetz die vorliegenden Versuchsergebnisse genauer abbilden kann.

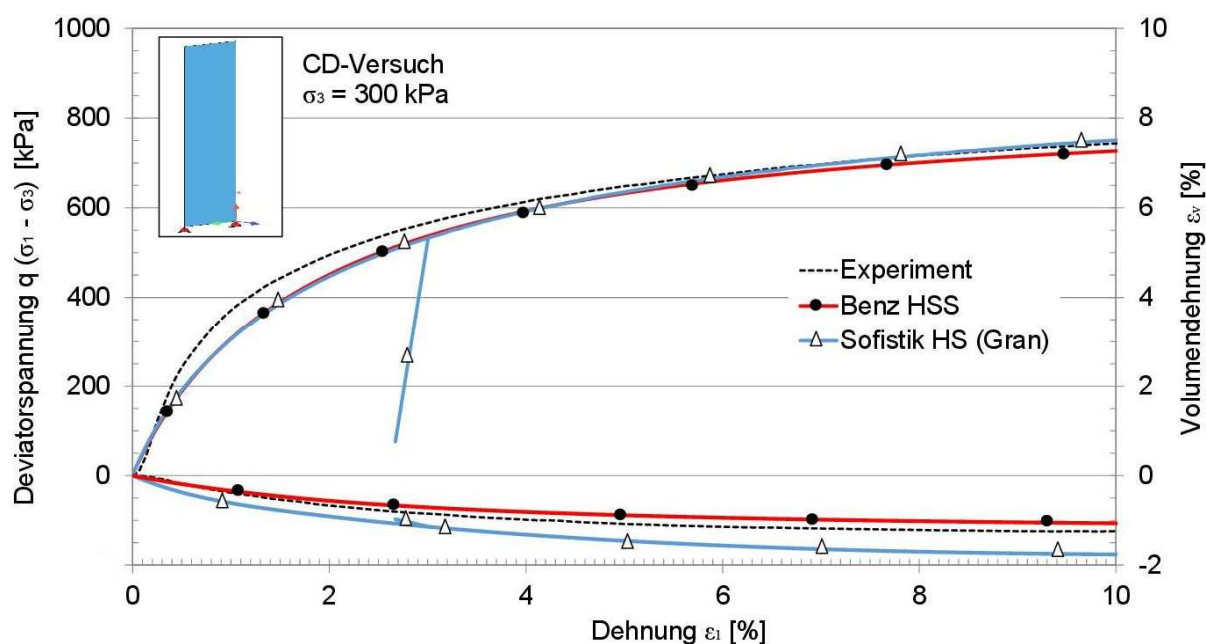


Abb. 12-A56: Simulationsergebnisse des drainierten Triaxialversuchs an Loose Hostun Sand mit SOFiSTiK TALPA und Vergleich mittels der Simulation HSS von BENZ (2007) sowie dem Experiment ($\sigma_3 = 300$ kPa) gemäß BENZ (2007)

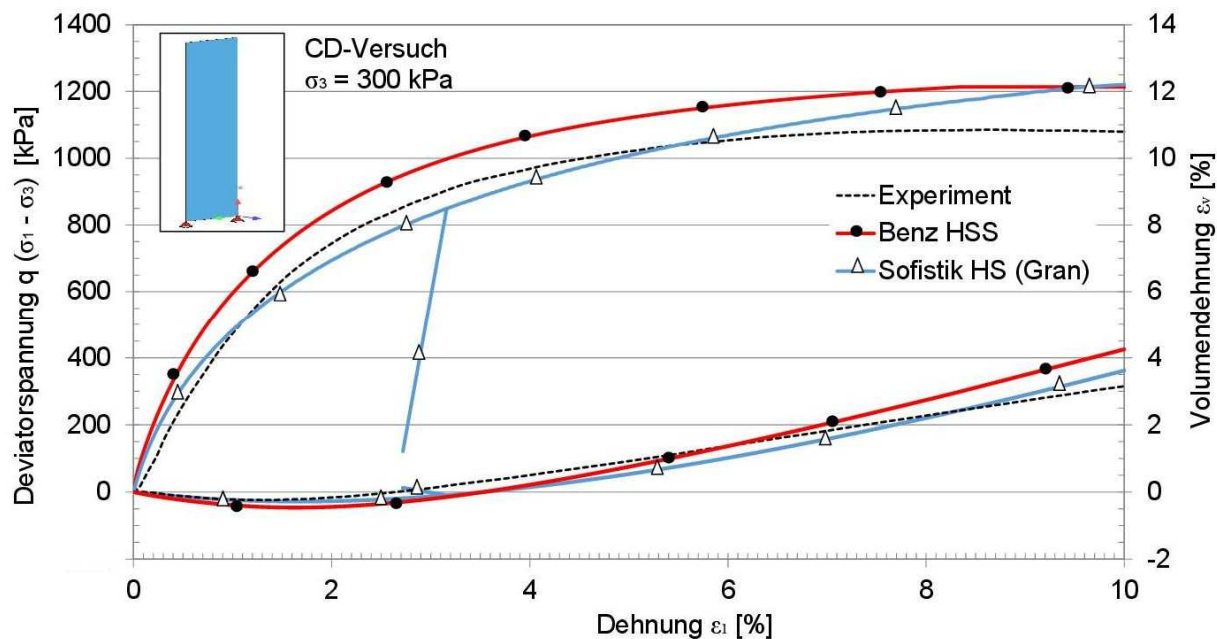


Abb. 12-A57: Simulationsergebnisse des drainierten Triaxialversuchs an Dense Hostun Sand mit SOFiSTiK TALPA und Vergleich mittels der Simulation HSS von BENZ (2007) sowie dem Experiment ($\sigma_3 = 300 \text{ kPa}$) gemäß BENZ (2007)

Gesamter Triaxialversuch mit 8-knotigen Volumenelementen ASE

Analog der Begründung der räumlichen Modellierung des Ödometersversuchs wurde ein Triaxialversuch bestehend aus 6620 Volumenelementen modelliert. Die Modellabmessungen ergeben sich aus der verwendeten Triaxial-Versuchszelle mit $H = 105 \text{ mm}$ und $D = 101,3 \text{ mm}$ (siehe auch Abb. 12-A62). Unter Ausnutzung der Symmetrie wird ein Viertel des Zylinders modelliert. In den Symmetrieebenen wird das Modell in horizontaler Richtung gehalten. Der untere Modellrand ist gegen Verschiebung in vertikaler Richtung gelagert.

Bei den ersten Simulationen am dreidimensionalen Kontinuumsmodell mit lockerem Sand zeigten sich große Sprünge der axialen Dehnung im Bereich nahe und am Grenzzustand zwischen einzelnen Lastschritten. Durch kleinere Lastschritte sowie inkrementelle axiale Lastaufbringung in den jeweiligen Lastfällen konnten diese Unstetigkeiten deutlich verringert, jedoch nicht gänzlich ausgeschlossen werden.

Die Ergebnisse der Simulation mit lockerem Sand zeigen, dass die Steifigkeit bis zum Grenzzustand gegenüber dem Experiment aber auch gegenüber den Elementsimulationen signifikant höher ist (siehe Abb. 12-A58). Auch nimmt die volumetrische Dehnung bis zu einer axialen Stauchung von ca. 1 % im Vergleich deutlich stärker zu. Aus den Rohdaten von BENZ (2007) war die gewählte Vorkonsolidationsspannung nicht ersichtlich, weshalb diese vom Autor selbst festgelegt wurde. Dies wird als Ursache für die Abweichung vermutet.

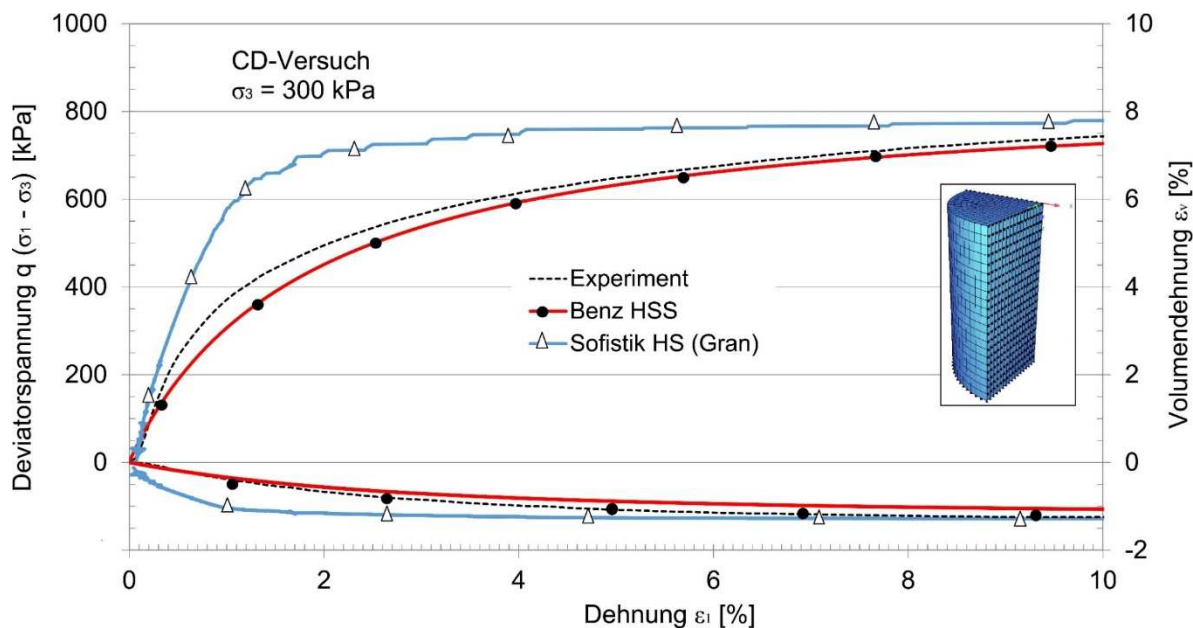


Abb. 12-A58: Simulationsergebnisse des drainierten Triaxialversuchs an Loose Hostun Sand mit SOFiSTiK ASE und Vergleich mittels der Element-Simulation HSS von BENZ (2007) sowie dem Experiment ($\sigma_3 = 300 \text{ kPa}$) gemäß BENZ (2007)

Die Simulation mit dichtem Sand zeigt gemäß Abb. 12-A59 ebenfalls steiferes Verhalten bis zu einer axialen Dehnung von ca. 1 % unter deviatorischer Beanspruchung. Die maximale Bruchspannung fällt mit SOFiSTiK ASE ca. 15 bis 20 % höher aus als im Experiment bzw. der Elementsimulation nach BENZ (2007). Als Vorkonsolidationsspannung wurden 1.400 kPa aufgebracht was mit dem Dilatanzmodell nach SØREIDE (2003) zu einer sehr guten Abbildung der volumetrischen Dehnungen führt.

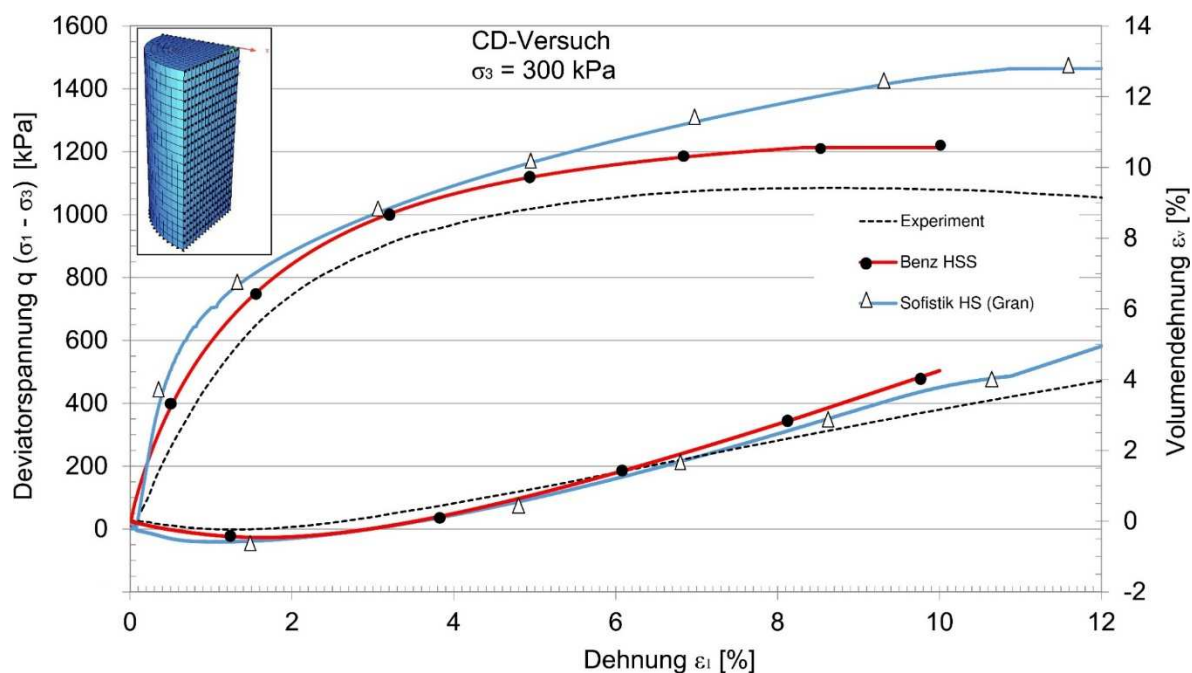


Abb. 12-A59: Simulationsergebnisse des drainierten Triaxialversuchs an Dense Hostun Sand mit SOFiSTiK ASE und Vergleich mittels der Element-Simulation HSS von BENZ (2007) sowie dem Experiment ($\sigma_3 = 300 \text{ kPa}$) gemäß BENZ (2007)

A.4.4 Zugversuch am vergüteten Boden

Bei einigen Simulationen gemäß Kapitel 7.6 wird dem vergüteten Schirmgewölbe eine Zugfestigkeit zugewiesen. Im Hinblick auf das Stoffgesetz gilt es somit zu prüfen, ob die Bruchbedingung bei Erreichen der Zugfestigkeit sowie das Spannungs-Dehnungsverhalten (Abnahme der Steifigkeit bei zunehmender Zugspannung) in SOFiSTiK ASE richtig umgesetzt wird. Hierzu wurde ein dreidimensionales, zylindrisches Kontinuumsmodell mit den Abmessungen $H = 200,3 \text{ mm}$ und $D = 94,5 \text{ mm}$ erstellt (siehe Abb. 12-A60). Der Zylinder wird an seiner Grundfläche durch feste Auflager gehalten und an der Deckfläche durch Zugspannung beansprucht. Wie die Deckfläche besitzen auch die Knoten der Mantelfläche keine Festhaltungen, um eine Querkontraktion zu ermöglichen. Diese Abnahme der Querschnittsfläche A des Zylinders infolge der Querdehnung ε_q hängt dabei direkt von der Längsdehnung ε_l und der Querdehnzahl (Poissonzahl) ν ab: $\varepsilon_q = \varepsilon_l \cdot -\nu$ (GROSS et al. 2009).

Der Zugversuch wird anhand der Kennwerte für ZI (Zementinjektion) gemäß Abschnitt A.5.5, Tab. 12-A5 mit 200 kPa Zugfestigkeit geführt. Im Diagramm der Abb. 12-A60 ist eine geringe Steifigkeitsabnahme bei zunehmender Beanspruchung erkennbar, ebenso wird die Querkontraktion richtig abgebildet. Mit dem Erreichen der Zugfestigkeit nehmen die Längs- und Querdehnungen stark zu, was dem Zugversagen entspricht. Ein Ent- und Wiederbelastungszyklus bei 50 % der Bruchlast zeigt, dass im Bereich der zulässigen Zugspannungen im Modell elastisches Verhalten angenommen wird. Die ermittelten geringfügigen plastischen Verformungen sind auf die numerisch erforderlichen Knotenfesthaltungen in x-, y- und z-Richtung an der Grundfläche zurückzuführen. In diesem Bereich wird die Querkontraktion verhindert, was Scherspannungen verursacht, die gemäß dem verwendeten Stoffgesetz bereits vor Erreichen des Scherversagens plastische Verformungen bewirken. Diese Scherspannungen sind vermutlich auch ein Grund dafür, dass die Bruchbedingung von 200 kPa um ca. 15 kPa überschritten wird.

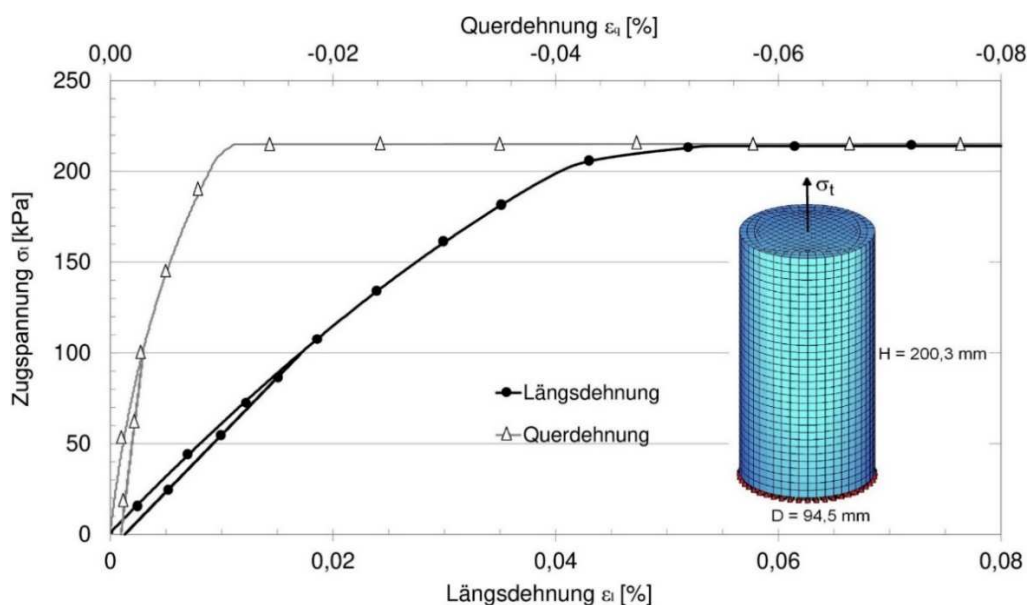


Abb. 12-A60: Zugspannungs-Dehnungskurve sowie Querkontraktion aus Zugversuch

Eine dehnungsgesteuerte Simulation bei der die Deckfläche anstelle einer Zugspannung gemäß Abb. 12-A60 durch eine schrittweise zunehmende Dehnung beansprucht wurde, kommt zum gleichen Ergebnis. Mit Erreichen der Zugfestigkeit ist keine Abnahme der Spannungen in der Probe festzustellen, was einem Zugversagen in der Realität (Aufreißen) entsprechen würde. Eine unendliche Zunahme der Dehnung bei Erreichen der Zugfestigkeit entspricht zumindest der Realität im Hinblick auf Verformungsbetrachtungen. Für die Betrachtungen in der vorliegenden Arbeit wird die Abbildung des Zugversagens als ausreichend eingeschätzt.

A.4.5 Schlußfolgerung für die Anwendung bei den Strukturmodellen

Das Festigkeits- und Verformungsverhalten von granularen Böden kann mit dem im SOFiSTiK ASE hinterlegten Hardening Soil Stoffgesetz (Gran) gut wiedergegeben werden. Die numerischen Ergebnisse zeigen sehr gute Übereinstimmungen mit den Ergebnissen aus Laborversuchen. In ASE wird die Steifigkeit unter deviatorischer Beanspruchung überschätzt, insbesondere dann, wenn auf das System große Laständerungen aufgebracht werden.

Signifikante Unterschiede zum Stoffgesetz Hardening Soil mit Small Strain Stiffness (HSS) gemäß Plaxis, wurden anhand der Vergleiche lediglich im lockeren Sand festgestellt. Die Abweichungen lassen sich damit begründen, dass die aufgebrachte Vorbelastung der Experimente und Simulationen mit HSS nicht bekannt war und somit für die Simulationen des Autors abgeschätzt wurde.

Beide Programme bzw. Stoffgesetze können die im Abschnitt 7.3.1 definierten Anforderungen erfüllen. Die nichtlinearen Spannungs-Dehnungsverläufe für jegliche Belastungen im dreidimensionalen Hauptspannungsraum werden unter Berücksichtigung der Spannungsgeschichte abgebildet. Ebenso können die volumetrischen Dehnungen bei Scherbeanspruchung realistisch wiedergegeben werden.

Die beim Tunnelvortrieb entstehenden Änderungen der Belastungsrichtungen, die zu erwartenden Plastifizierungen sowie der Einfluss der Spannungsgeschichte werden aus Sicht des Autors mit dem verwendeten Stoffgesetz Hardening Soil in SOFiSTiK ASE, der Fragestellung entsprechend, realistisch abgebildet.

A.5 Mechanische Eigenschaften von vergüteten Schirmgewölben

Bei Injektionen im Schirmgewölbe über Lanzen, Spieße, Rohrschirme oder Manschettenrohre können unterschiedliche Materialien Anwendung finden. Zudem werden die mittels Injektionen theoretisch erreichbaren Werte mit Kennwerten für Düsenstrahl- und Vereisungsschirme verglichen. In den folgenden Abschnitten A.5.1 bis A.5.5 werden die mechanischen Eigenschaften für vergütete Schirmgewölbe auf Grundlage von Literaturangaben und eigenen Untersuchungen zusammengestellt, um diese für die anschließenden numerischen Untersuchungen nutzen zu können.

A.5.1 Zementinjektion (ZI)

Die Kennwerte für die Bodenkörper mit Zementinjektion (ZI) basieren auf Untersuchungsergebnissen gemäß KAINRATH (2017) und DANO et al. (2004), welche Kies-Sand-Gemische bzw. Sande mit Zementen injiziert und das mechanische Verhalten der Injektionskörper untersucht haben. Das hydraulische Bindemittel Zement bildet zusammen mit Wasser den Zementleim, der mit einem relativ niedrigen Druck in den vorhandenen Porenraum des Bodens eingebracht wird. Der Zementleim verbindet im erhärteten Zustand als Zementstein die Körner des Bodens fest und dauerhaft. Zur Verbesserung der Stabilität der Suspension (Stichwort Phasentrennung) wurde dem Zement Bentonit beigemischt.

Zur Bestimmung der mechanischen Eigenschaften der Injektionskörper hat KAINRATH (2017) sowohl Säulenversuche im Labor als auch Großversuche zur Probengewinnung ausgeführt. Für die vorliegenden Berechnungen wurden die Ergebnisse aus KAINRATH (2017) gewählt, welche für eine mittlere Güte der Injektion (mittlerer Zementgehalt von ca. $0,26 \text{ g/cm}^3$) abgeleitet wurden. Für die Proben mit mittlerem Zementgehalt und dichter Lagerung ergaben sich keine Unterschiede hinsichtlich der Festigkeit zwischen den Labor- und den Großversuchen. Somit ist es nicht erforderlich, die aus Triaxialversuchen abgeleiteten Steifigkeiten (siehe Abb. 12-A61) und Festigkeiten (siehe Abb. 12-A62) für den praktischen Anwendungsfall der Spießinjektion abzumindern. Die aus KAINRATH (2017) und DANO et al. (2004) abgeleiteten bodenmechanischen Kennwerte sind in der Tab. 12-A5 für ZI angegeben. Die spannungsabhängige Steifigkeit gemäß Abb. 12-A61 wird im Modell mit dem Steifeexponent $m = 0,5$ berücksichtigt. Gegenüber einem unvergüteten Boden ist die Steifigkeitszunahme gemäß Gleichung (7-3) mit $m = 0,5$ am zementierten Bodenkörper deutlich weniger ausgeprägt, was auf die gewählte, hohe Kohäsion zurückzuführen ist. Mit den gewählten Kennwerten zur Beschreibung der Steifigkeit (ZI in Tab. 12-A5) wird im numerischen Ansatz exakt der Verlauf für den mittleren Zementgehalt nach KAINRATH (2017) abgebildet (rote strichpunktierte Linie gemäß Abb. 12-A61).

Die gemäß Dano et al. (2004) ermittelte Erhöhung der Dilatanz nach der Injektion wurde von Kainrath an den Proben mit hohem Zementgehalt ebenfalls beobachtet. Bei der Anwendung im Schirmgewölbe ist es fraglich, ob diese hohen Zementgehalte mittels Injektion überhaupt

erreichbar sind. Deshalb wird bei den Berechnungskennwerten (ZI in Tab. 12-A5) keine gegenüber dem Ausgangsboden erhöhte Dilatanz angesetzt.

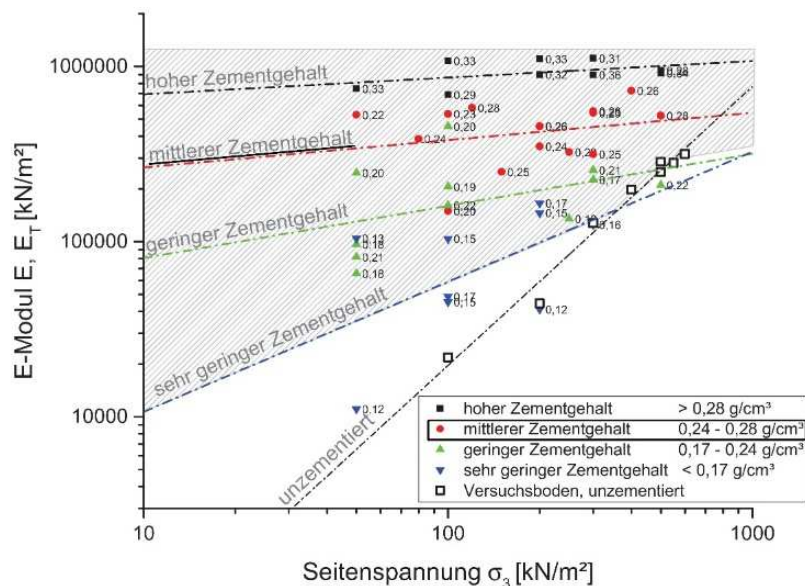


Abb. 12-A61: E-Modul in Abhängigkeit vom Zementgehalt und der Seitenspannung gemäß KAINRATH (2017)

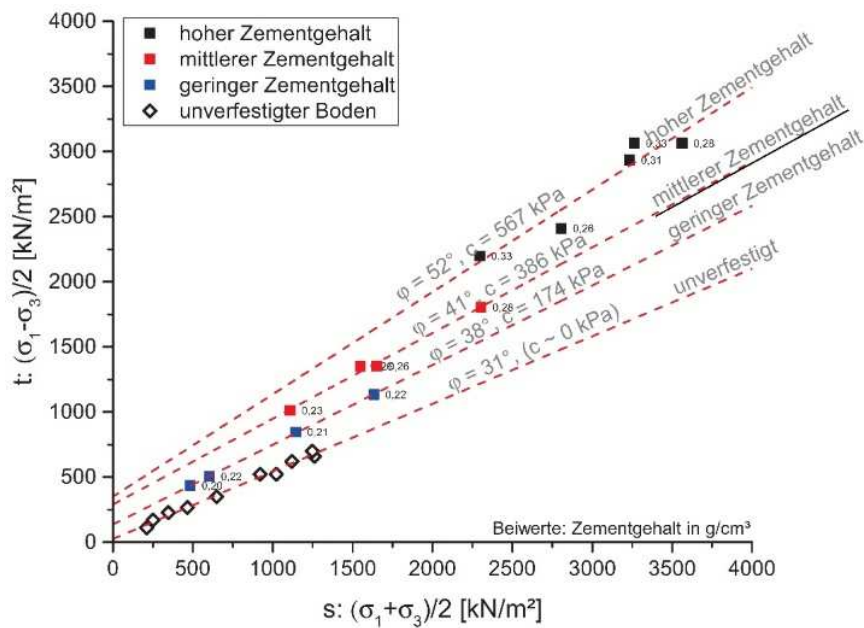


Abb. 12-A62: Scherfestigkeitsparameter in Abhängigkeit des Zementgehalts gemäß KAINRATH (2017)

A.5.2 Acrylatinjektion (AI) und Polyurethaninjektion (PI)

Die verwendeten Materialparameter für Acrylat- bzw. Hydrogelinjektionen (AI) und Polyurethaninjektionen (PI) basieren auf eigenen Untersuchungsergebnissen, welche bereits in Kapitel A.3 beschrieben wurden. Zur Berücksichtigung der Unterschiede von eindimensionaler Probenherstellung (1D) unter Laborbedingungen und dem praktischen Anwendungsfall wurden die im Labor ermittelten Parameter der Kohäsion und Steifigkeit (aus einaxialen Druckversuchen) an 1D-AC Proben um den Faktor 2, die Zugfestigkeit um den Faktor 4 abgemindert. Diese Faktoren wurden vereinfacht anhand der Unterschiede der Ergebnisse, die sich aus behinderter (1D) und unbehinderter Ausdehnung (3D) des Injektionsmaterials bei der Herstellung der PU-Proben ergaben, abgeleitet.

Die Berechnungskennwerte für PI wurden an den Ergebnissen aus den 3D-PU Proben abgeleitet. Diese Werte wurden nicht abgemindert, weil die 3D-PU Proben bereits weitgehend den Verhältnissen und dem Vorgehen in situ entsprechen. Bei den Laborversuchen wurde außerdem ein Sand verwendet, der gegenüber den in den Berechnungen verwendeten Kennwerten der Kiese und Sande eine deutlich geringere Steifigkeit aufweist (Vergleich Tab. 12-A1. und Tab. 7-4).

Der jeweilige Parameter m zur Beschreibung der spannungsabhängigen Steifigkeit im Hardening Soil (HS) Stoffgesetz wurde aus Triaxialversuchen gemäß Abb. 12-A63 abgeleitet. Dazu wurde der Parameter m in der im Hardening-Soil-Modell hinterlegten Gleichung (7-3) soweit iterativ variiert, bis eine Übereinstimmung der Steifigkeit E_{50} mit den Ergebnissen der Triaxialversuche vorhanden war (siehe Abb. 12-A63). Eine Zusammenfassung aller gewählten Berechnungsparameter für PI und AI gibt Tab. 12-A5.

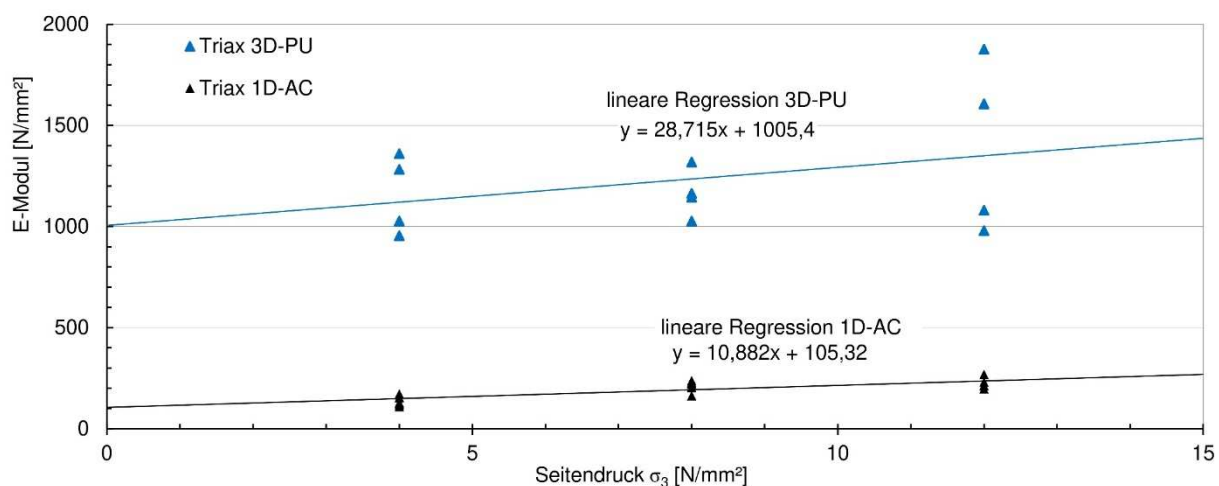


Abb. 12-A63: E-Modul in Abhängigkeit vom Injektionsmaterial (PU und AC) sowie dem Seitendruck im Triaxialversuch gemäß Abschnitt A.3.6

A.5.3 Düsenstrahlkörper (DS)

Die Materialparameter für die Düsenstrahlkörper (DS) können aus verschiedenen Veröffentlichungen abgeleitet werden, da dieses Verfahren seit den achtziger Jahren des 20. Jahrhunderts insbesondere im Spezialtiefbau verstärkt zur Anwendung kommt. Von HÖSER et al. (2018) werden projektspezifische Kennwerte für einen Düsenstrahlschirm (75.000 lfm Säulen mit \varnothing 1,5 m), welcher in schluffigen bis stark schluffigen Feinsanden ausgeführt wurde, angegeben: Die Werte $\gamma = 22,5 \text{ kN/m}^3$, $\varphi = 27^\circ$, $c' = 1.130 \text{ kN/m}^2$, $E_c = 1.500 \text{ MN/m}^2$, $\nu = 0,2$ wurden dabei an einem Versuchsfeld ermittelt. Am DS-Schirmgewölbe wurden mittlere Druckfestigkeiten von $7,34 \text{ MN/m}^2$ ermittelt.

Im nichtbindigen Lockergestein werden für Düsenstrahlsäulen weitaus höhere Druckfestigkeiten von ca. 15 MN/m^2 erreicht (BAUMANN 1984), was gemäß DIN EN 1992-1-1 (2011) einer Betonfestigkeitsklasse C12/15 entspricht. Aus den Angaben von HÖSER et al. (2018) sowie (BAUMANN 1984) wurden die Werte für DS für Tab. 12-A5 abgeleitet.

A.5.4 Vereisungskörper (VE)

Das mechanische Verhalten von gefrorenem Boden (Vereisungskörper VE) hängt von einer Vielzahl von Komponenten ab. Zum einen spielen dabei die bodenmechanischen Eigenschaften, der Spannungszustand und der Sättigungsgrad des Ausgangsbodens eine wesentliche Rolle. Zum anderen haben die Temperatur, Belastungsdauer und Belastungsgeschwindigkeit des gefrorenen Bodens wesentlichen Einfluss auf Festigkeit und Verformbarkeit. Außerdem spielt der Chemismus des Bodens und vor allem des Grundwassers eine bedeutende Rolle. Durch die Verkittung des Bodens durch das Poreneis erhält der gefrorene Bodenkörper eine Kohäsion, welche temperatur-, zeit- und spannungsabhängig ist (ORTH 1986). Insbesondere ist hinsichtlich der Belastungsdauer zu beachten, dass sich die Kriechphase zudem in ein abklingendes (primäres), minimales (sekundäres) sowie beschleunigendes (tertiäres) Kriechen mit entsprechend unterschiedlichen Kriechraten unterteilen lässt. Dabei ist gemäß ORTH (1986) der Zeitpunkt mit der minimalen Kriechrate $\dot{\epsilon}_m$ als Standzeit t_m definiert, da sich die Kriechraten ab diesem Zeitpunkt bis zum Bruch beschleunigen.

Diese Besonderheit wurde aufgrund der Komplexität in den Berechnungen am Schirmgewölbe gemäß Kapitel 7.6 nur bedingt berücksichtigt. Es wird dem gefrorenen Schirmgewölbe unterstellt, dass bei den vorliegenden maximalen Druckspannungen zwar Kriechen auftritt, dieses wird jedoch nur durch eine verminderte Steifigkeit berücksichtigt. ORTH (1986) gibt Deformationsmoduln von gefrorenem Mittelsand für verschiedenen Standzeiten t_m aus elastischer und viskoser Verformung an, die deutlich geringer sind als aus kurzen Lastzyklen ohne nennenswerte Kriechverformungen (siehe Abb. 12-A64). Zudem steigen die temperaturabhängigen Bruchspannungen mit zunehmender

Verformungsgeschwindigkeit, was aus den Ergebnissen von dehnungsgesteuerten, einaxialen Druckversuchen hervorgeht (siehe Abb. 12-A65).

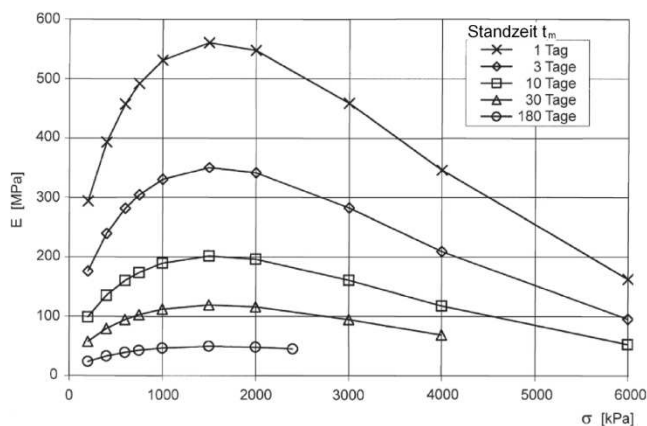


Abb. 12-A64: E-Modul von gefrorenem Mittelsand bei -10 °C in Abhängigkeit von der Standzeit t_m und vom Spannungszustand (ORTH 2018)

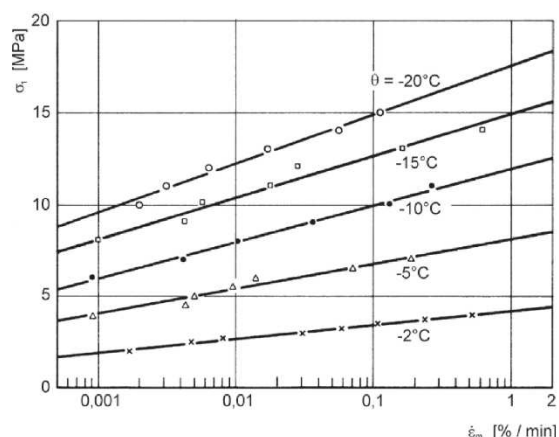


Abb. 12-A65: maximale Axialspannung σ_1 in Abhängigkeit von der Kriechrate $\dot{\epsilon}_m$ (ORTH 2018)

Unter deviatorischer Beanspruchung wurde zudem ersichtlich, dass die innere Reibung erst bei ca. 5 % Dehnung aktiviert wird. Ein Ansatz eines inneren Reibungswinkels ist bei der Bemessung von Schirmgewölben demgemäß nicht sinnvoll, da diese Verformungswerte im Schirm vermutlich nicht erreicht werden.

Zusammenfassend werden auf Grundlage dieser Angaben die Kennwerte für den Vereisungskörper im Schirmgewölbe gemäß Tab. 12-A5 festgelegt. Dabei entspricht die angesetzte Kohäsion der einaxialen Druckfestigkeit von einem Kies-Sand-Gemisch mit 30 % Sättigungsgrad und einer Temperatur von -10 °C. Als Zugfestigkeit werden gemäß ORTH (1986) 20 % der einaxialen Druckfestigkeit angesetzt. Der Reibungswinkel wird aus numerischen Gründen anstelle von 0° mit 1° festgelegt. Die Steifigkeiten werden unter Berücksichtigung der Viskosität mit 300 MN/m² bei der Erst- und mit 500 MN/m² bei der Ent- und Wiederbelastung angesetzt. Die größeren Kriechverformungen bei höheren Spannungen können nicht durch einen negativen Parameter m berücksichtigt werden, deshalb wird m zu 0 gewählt.

Im Vergleich legt KELLNER (2008) für gefrorenen Sand folgende Kennwerte zu Grunde:

$$\varphi = 32,5^\circ; c = 1.400 \text{ kN/m}^2 \text{ sowie } E = 350 \text{ MN/m}^2.$$

Die Volumenvergrößerung beim Gefrieren bzw. durch Eislinsenbildung bleibt unberücksichtigt, da die numerischen Untersuchungen für nichtbindige und demgemäß gering bis nicht frostempfindliche Böden umgesetzt werden. Diese vereinfachten Annahmen sind projektspezifisch jeweils neu zu bewerten.

A.5.5 Zusammenfassung

Die gewählten bodenmechanischen Rechenwerte, die bei den anschließenden numerischen Berechnungen für vergütete Schirmgewölbe verwendet werden, werden in der nachfolgenden Tab. 12-A5 zusammengefasst.

Tab. 12-A5: Bodenmechanische Rechenwerte für das Schirmgewölbe

Bezeichnung	Einheit	Zement- injektion	Acrylatgel- injektion	Polyurethan- injektion	Düsenstrahl- körper	Vereisungs- körper
Kurzbezeichnung	[-]	ZI	AI	PI	DS	VE
Wichte γ / γ'	[kN/m ³]	22 / 12	21,5 / 11	22 / 12	23 / 13	20 / 10
Kohäsion c_{ref}'	[kN/m ²]	400	1.200	3.500	1.500	2.000
Reibungswinkel φ'	[°]	45	30	35	35	1)* ¹
Dilatanzwinkel ψ	[°]	2,5	0	2,5	2,5	0
Zugfestigkeit σ_t)* ²	[MN/m ²]	0 – 0,2	0 – 0,2	0 – 2,5	0 – 0,8	0 – 0,4
Erstbelastungsmodul für deviatorische Belastung E_{50}^{ref}	[MN/m ²]	350	100	1.000	3.000	300
Erstbelastungsmodul für kompressive Belastung E_{oed}^{ref}	[MN/m ²]	350	100	1.000	3.000	300
Entlastungs- / Wiederbelastungs- modul E_{ur}^{ref}	[MN/m ²]	700	200	1.800	6.000	500
Querdehnzahl für Entlastung / Wiederbelastung ν_{ur}	[-]	0,25	0,35	0,3	0,25	0,3
Referenzspannung p^{ref}	[kN/m ²]	100	100	100	100	100
Steifeexponent m	[-]	0,5	0,5	0,25	0,5	0
Seitendruckbeiwert K_0	[-]	0,3	0,5	0,43	0,43	0,3
Bruchfaktor R_f	[-]	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9

)^{*1} Numerische Rechenhilfe

)^{*2} eine Zugfestigkeit kann nur angesetzt werden wenn ein geschlossener Körper hergestellt und nachgewiesen werden kann.

Die angegebenen Kennwerte dienen lediglich zu Forschungszwecken. Für die Bemessung von verfestigten Bodenkörpern ist insbesondere für ZI und DS die DIN 4093 (2015) zu beachten, worin entsprechende Untersuchungen geregelt sind. Für die chemischen Injektionen AI und PI besteht derzeit keine normative Festlegung. Eine Anlehnung an DIN 4093 (2015) und den darin angegebenen Festlegungen für Silikatgel erscheint möglich.

A.6 Modell 2 - Elementgruppen

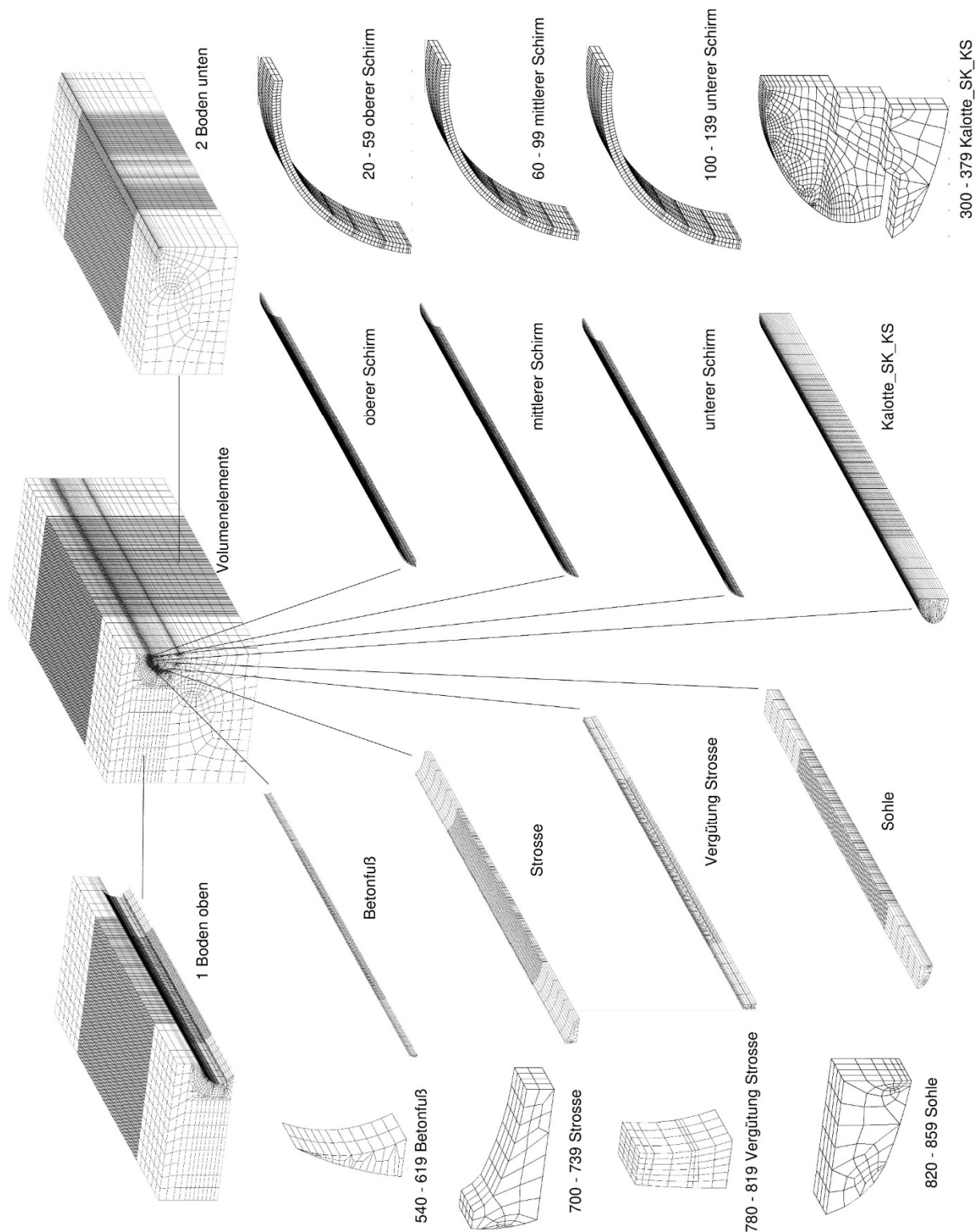


Abb. 12-A66: Elementgruppen der Volumenelemente aus Modell 2

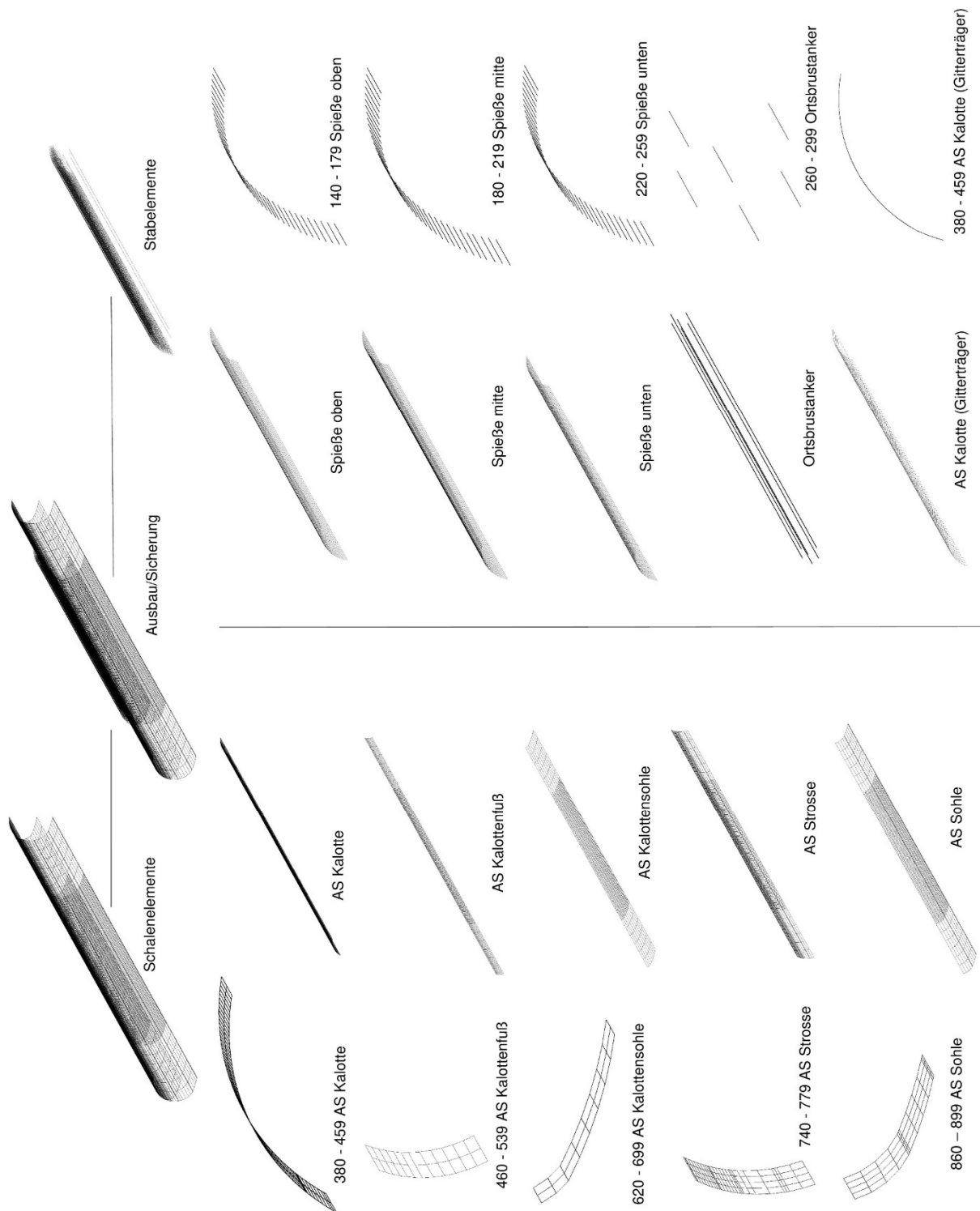


Abb. 12-A67: Elementgruppen der Schalen- und Stabelemente aus Modell 2

A.7 Variationen am Modell 1

Wertebelegung der Berechnungsdateien gemäß Abschnitt 7.6											Bemerkungen						
1	-	2	-	3	-	4	-	5	-	6	-	7	-	8	-	9	
M1	-	KG1	-	U10	-	W180	-	D2	-	V10	-	S0	-	K	-	0	
M1	-	KG1	-	U20	-	W180	-	D2	-	V10	-	S0	-	K	-	0	
M1	-	KG1	-	U30	-	W180	-	D2	-	V10	-	S0	-	K	-	0	
M1	-	KG1	-	U10	-	W180	-	D2	-	V10	-	S0	-	ZI	-	0	
M1	-	KG1	-	U20	-	W180	-	D2	-	V10	-	S0	-	ZI	-	0	
M1	-	KG1	-	U30	-	W180	-	D2	-	V10	-	S0	-	ZI	-	0	
M1	-	KG1	-	U10	-	W180	-	D1	-	V10	-	S0	-	ZI	-	0	
M1	-	KG1	-	U20	-	W180	-	D1	-	V10	-	S0	-	ZI	-	0	
M1	-	KG1	-	U30	-	W180	-	D1	-	V10	-	S0	-	ZI	-	0	
M1	-	KG1	-	U10	-	W180	-	D1.5	-	V10	-	S0	-	ZI	-	0	
M1	-	KG1	-	U20	-	W180	-	D1.5	-	V10	-	S0	-	ZI	-	0	
M1	-	KG1	-	U30	-	W180	-	D1.5	-	V10	-	S0	-	ZI	-	0	
M1	-	KG1	-	U10	-	W180	-	D0.5	-	V10	-	S0	-	ZI	-	0	
M1	-	KG1	-	U20	-	W180	-	D0.5	-	V10	-	S0	-	ZI	-	0	
M1	-	KG1	-	U30	-	W180	-	D0.5	-	V10	-	S0	-	ZI	-	0	
M1	-	KG1	-	U10	-	W090	-	D2	-	V10	-	S0	-	ZI	-	0	
M1	-	KG1	-	U10	-	W120	-	D2	-	V10	-	S0	-	ZI	-	0	
M1	-	KG1	-	U10	-	W150	-	D2	-	V10	-	S0	-	ZI	-	0	
M1	-	KG1	-	U10	-	W090	-	D1	-	V10	-	S0	-	ZI	-	0	
M1	-	KG1	-	U10	-	W120	-	D1	-	V10	-	S0	-	ZI	-	0	
M1	-	KG1	-	U10	-	W150	-	D1	-	V10	-	S0	-	ZI	-	0	
M1	-	KG1	-	U10	-	W180	-	D2	-	V10	-	S0	-	AI	-	0	
M1	-	KG1	-	U10	-	W180	-	D2	-	V10	-	S0	-	PI	-	0	
M1	-	KG1	-	U10	-	W180	-	D2	-	V10	-	S0	-	DS		0	
M1	-	KG1	-	U10	-	W180	-	D2	-	V10	-	S0	-	VE		0	
M1	-	KG1	-	U10	-	W180	-	D2	-	V10	-	S0	-	ZI	-	Z	Zugfestigkeit
M1	-	KG1	-	U10	-	W180	-	D2	-	V10	-	S0	-	AI	-	Z	Zugfestigkeit
M1	-	KG1	-	U10	-	W180	-	D2	-	V10	-	S0	-	PI	-	Z	Zugfestigkeit
M1	-	KG1	-	U10	-	W180	-	D2	-	V10	-	S0	-	DS		Z	Zugfestigkeit
M1	-	KG1	-	U10	-	W180	-	D2	-	V10	-	S0	-	VE		Z	Zugfestigkeit
M1	-	KG1	-	U10	-	W180	-	D2	-	V10	-	S0	-	2E	-	0	
M1	-	KG1	-	U10	-	W180	-	D2	-	V10	-	S0	-	5E	-	0	
M1	-	KG1	-	U10	-	W180	-	D2	-	V10	-	S0	-	10E	-	0	
M1	-	KG1	-	U10	-	W180	-	D2	-	V10	-	S0	-	25E	-	0	

Wertebelegung der Berechnungsdateien gemäß Abschnitt 7.6													Bemerkungen				
1	-	2	-	3	-	4	-	5	-	6	-	7	-	8	-	9	
M1	-	KG1	-	U10	-	W180	-	D2	-	V10	-	S0	-	50E	-	0	
M1	-	KG1	-	U10	-	W180	-	D2	-	V10	-	S0	-	100E	-	0	
M1	-	KG1	-	U10	-	W180	-	D2	-	V10	-	S0	-	200E	-	0	
M1	-	KG1	-	U10	-	W180	-	D2	-	V10	-	S0	-	2C	-	0	
M1	-	KG1	-	U10	-	W180	-	D2	-	V10	-	S0	-	5C	-	0	
M1	-	KG1	-	U10	-	W180	-	D2	-	V10	-	S0	-	10C	-	0	
M1	-	KG1	-	U10	-	W180	-	D2	-	V10	-	S0	-	20C	-	0	
M1	-	KG1	-	U10	-	W180	-	D2	-	V10	-	S0	-	50C	-	0	
M1	-	KG1	-	U10	-	W180	-	D2	-	V10	-	S0	-	100C	-	0	
M1	-	KG1	-	U10	-	W180	-	D2	-	V10	-	S0	-	200C	-	0	
M1	-	KG1	-	U10	-	W180	-	D2	-	V10	-	S0	-	500C	-	0	
M1	-	KG1	-	U10	-	W180	-	D2	-	V10	-	S0	-	1000C	-	0	
M1	-	KG1	-	U10	-	W180	-	D2	-	V10	-	S0	-	2000C	-	0	

A.8 Variationen am Modell 2

Wertebelegung der Berechnungsdateien gemäß Abschnitt 7.6											Bemerkungen						
1	-	2	-	3	-	4	-	5	-	6	-	7	-	8	-	9	
M2	-	KG1	-	U10	-	W180	-	D0.33	-	V8	-	S0	-	ZI	-	0	unterer Schirm
M2	-	KG1	-	U10	-	W180	-	D0.66	-	V8	-	S0	-	ZI	-	0	mittlerer, unterer Schirm
M2	-	KG1	-	U10	-	W180	-	D1	-	V8	-	S0	-	ZI	-	0	oberer, mittlerer, unterer Schirm
M2	-	KG2	-	U10	-	W180	-	D0.33	-	V8	-	S0	-	ZI	-	0	unterer Schirm
M2	-	KG2	-	U10	-	W180	-	D0.66	-	V8	-	S0	-	ZI	-	0	mittlerer, unterer Schirm
M2	-	KG2	-	U10	-	W180	-	D1	-	V8	-	S0	-	ZI	-	0	oberer, mittlerer, unterer Schirm
M2	-	KG1	-	U10	-	W180	-	D1	-	V8	-	S1	-	K	-	0	
M2	-	KG1	-	U10	-	W180	-	D1	-	V8	-	S1	-	ZI	-	0	
M2	-	KG1	-	U10	-	W180	-	D1	-	V8	-	S1	-	AI	-	0	
M2	-	KG1	-	U10	-	W180	-	D1	-	V8	-	S1	-	PI	-	0	
M2	-	KG1	-	U10	-	W180	-	D1	-	V8	-	S0	-	DS	-	0	
M2	-	KG1	-	U10	-	W180	-	D1	-	V8	-	S0	-	VE	-	0	
M2	-	KG2	-	U10	-	W180	-	D1	-	V8	-	S1	-	K	-	0	
M2	-	KG2	-	U10	-	W180	-	D1	-	V8	-	S1	-	ZI	-	0	
M2	-	KG2	-	U10	-	W180	-	D1	-	V8	-	S1	-	AI	-	0	
M2	-	KG2	-	U10	-	W180	-	D1	-	V8	-	S1	-	PI	-	0	
M2	-	KG2	-	U10	-	W180	-	D1	-	V8	-	S0	-	DS	-	0	
M2	-	KG2	-	U10	-	W180	-	D1	-	V8	-	S0	-	VE	-	0	
M2	-	KG2	-	U10	-	W180	-	D1	-	V8	-	S1	-	ZI	-	Z	Zugfestigkeit
M2	-	KG2	-	U10	-	W180	-	D1	-	V8	-	S1	-	AI	-	Z	Zugfestigkeit
M2	-	KG2	-	U10	-	W180	-	D1	-	V8	-	S1	-	PI	-	Z	Zugfestigkeit
M2	-	KG2	-	U10	-	W180	-	D1	-	V8	-	S0	-	DS	-	Z	Zugfestigkeit
M2	-	KG2	-	U10	-	W180	-	D1	-	V8	-	S0	-	VE	-	Z	Zugfestigkeit
M2	-	KG2	-	U10	-	W120	-	D1	-	V8	-	S1	-	K	-	0	
M2	-	KG2	-	U10	-	W120	-	D1	-	V8	-	S1	-	ZI	-	0	
M2	-	KG1	-	U10	-	W180	-	D1	-	V8	-	S1	-	ZI	-	0	
M2	-	KG3	-	U10	-	W180	-	D1	-	V8	-	S1	-	ZI	-	0	
M2	-	KG4	-	U10	-	W180	-	D1	-	V8	-	S1	-	ZI	-	0	
M2	-	KG1	-	U10	-		-		-		-	S0	-	K	-	0	
M2	-	KG2	-	U10	-		-		-		-	S0	-	K	-	0	
M2	-	KG3	-	U10	-		-		-		-	S0	-	K	-	0	
M2	-	KG4	-	U10	-		-		-		-	S0	-	K	-	0	
M2	-	KG1	-	U10	-	W180	-	D1	-	V8	-	S1	-	K	-	0	
M2	-	KG2	-	U10	-	W180	-	D1	-	V8	-	S1	-	K	-	0	

Wertebelegung der Berechnungsdateien gemäß Abschnitt 7.6												Bemerkungen					
1	-	2	-	3	-	4	-	5	-	6	-	7	-	8	-	9	
M2	-	KG3	-	U10	-	W180	-	D1	-	V8	-	S1	-	K	-	0	
M2	-	KG4	-	U10	-	W180	-	D1	-	V8	-	S1	-	K	-	0	
M2	-	KG2	-	U10	-	W180	-	D1	-	V4	-	S1	-	ZI	-	0	
M2	-	KG2	-	U10	-	W180	-	D1	-	V6	-	S1	-	ZI	-	0	
M2	-	KG2	-	U10	-	W180	-	D1	-	V10	-	S1	-	ZI	-	0	
M2	-	KG2	-	U10	-	W180	-	D1	-	V4	-	S1	-	K	-	0	
M2	-	KG2	-	U10	-	W180	-	D1	-	V6	-	S1	-	K	-	0	
M2	-	KG2	-	U10	-	W180	-	D1	-	V10	-	S1	-	K	-	0	
M2	-	KG2	-	U10	-	W180	-	D1	-	V8	-	S1	-	K	-	Eur0,5	Faktor 0,5
M2	-	KG2	-	U10	-	W180	-	D1	-	V8	-	S1	-	K	-	Eur1,5	Faktor 1,5
M2	-	KG2	-	U10	-	W180	-	D1	-	V8	-	S1	-	K	-	Eur2,0	Faktor 2,0
M2	-	KG2	-	U10	-	W180	-	D1	-	V8	-	S1	-	K	-	Eur10 0	Faktor 100
M2	-	KG2	-	U10	-	W180	-	D1	-	V8	-	S2	-	K	-	0	
M2	-	KG2	-	U10	-	W180	-	D1	-	V8	-	S3	-	K	-	0	
M2	-	KG2	-	U10	-	W180	-	D1	-	V8	-	S1	-	ZI	-	VT	Vertiefung Schirm
M2	-	KG2	-	U10	-	W180	-	D1	-	V8	-	S1	-	ZI	-	FS	Fehlstellen im Schirm

A.9 Beanspruchung der Spieße

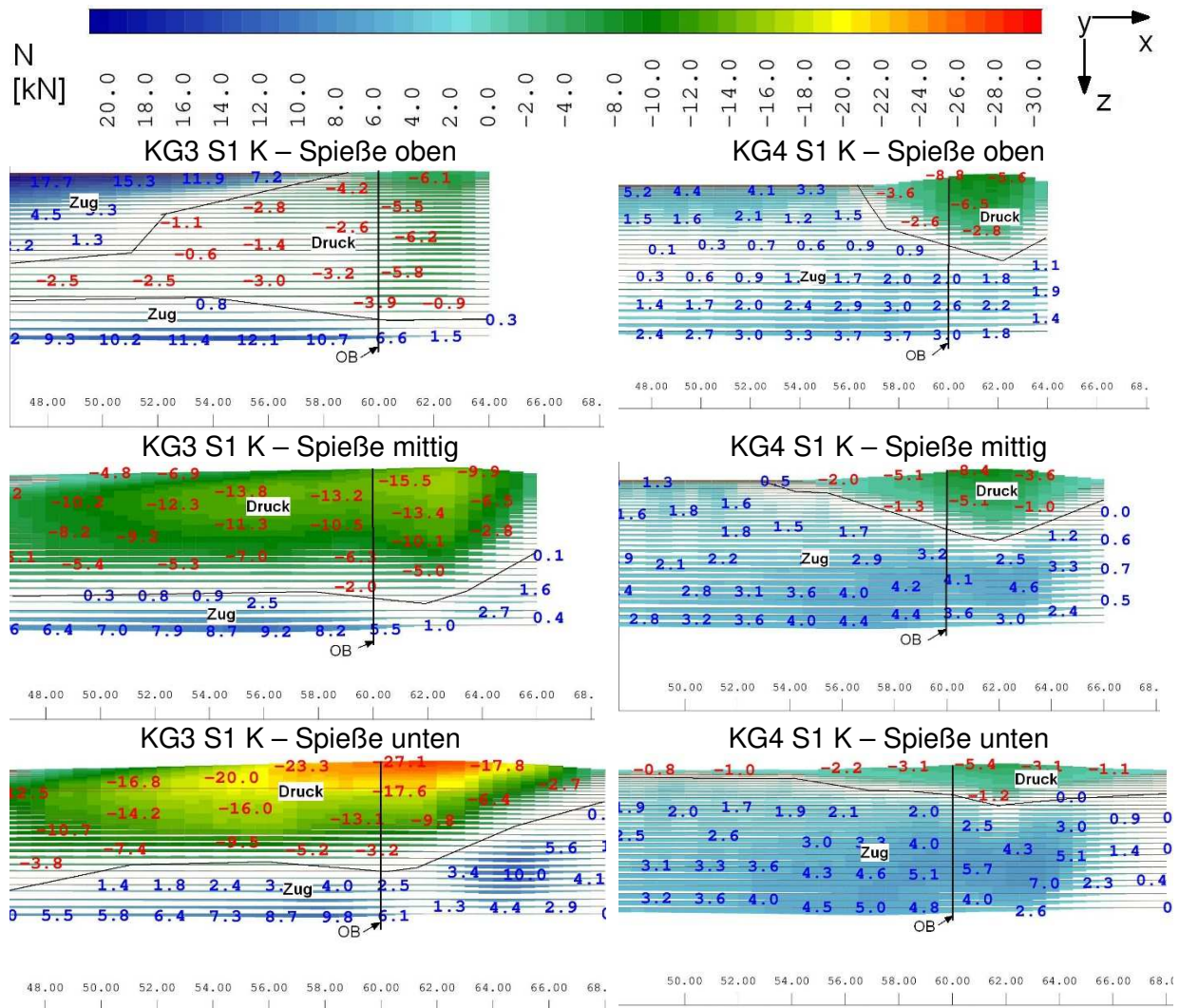


Abb. 12-A68: Normalkraftverteilung im Spießschirm in der Ansicht (x-z), alle Lagen, Vergleich KG3 und KG4 [flächenhafter Linienabtrag]

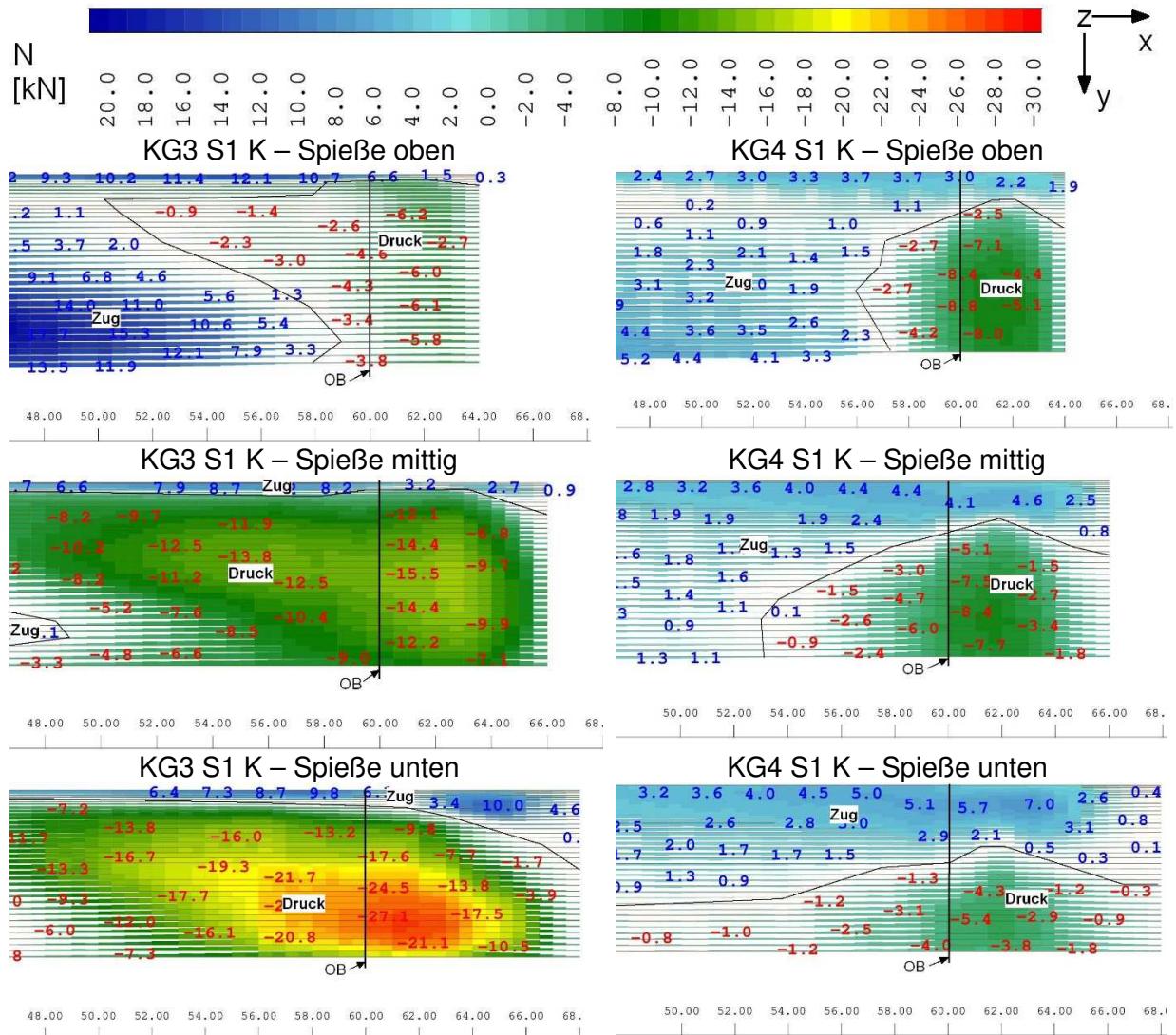


Abb. 12-A69: Normalkraftverteilung im Spießschirm in der Draufsicht (x-y), alle Lagen, Vergleich KG3 und KG4 [flächenhafter Linienabtrag]