

TECHNISCHE UNIVERSITÄT MÜNCHEN

Lehrstuhl und Prüfamnt für
Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau

Tragverhalten von Rohrschirmdecken beim Tunnelbau im Lockergestein

Michael Eckl

Vollständiger Abdruck der von der Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen der
Technischen Universität München zur Erlangung des akademischen Grades eines

Doktor-Ingenieurs

genehmigten Dissertation.

Vorsitzender: Univ.-Prof. Dr.-Ing. Oliver Fischer

Prüfer der Dissertation: 1. Univ.-Prof. Dr.-Ing. Norbert Vogt
2. Univ.-Prof. Dr.-Ing. Karl Schikora (i. R.)

Die Dissertation wurde am 22.12.2011 bei der Technischen Universität München eingereicht
und durch die Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen am 20.06.2012
angenommen

Kurzzusammenfassung

Im bergmännischen Tunnelbau werden Schirme aus weit vorauseilenden Rohren oder Injektionsbohrankern zunehmend häufig zur Sicherung des Gebirges an der Ortsbrust verwendet. In der vorliegenden Arbeit wird das Tragverhalten dieser Schirme in Lockergesteinen untersucht. Grundlage dazu sind Berechnungen nach der Methode der finiten Elemente bei Variation der wesentlichen Einflussparameter. Die Auswertung der Berechnungsergebnisse erlaubt Rückschlüsse auf das Tragverhalten der Schirme und ihre Interaktion mit dem umgebenden Gebirge. Es wird ein Prognosemodell für die Ermittlung von Schirmschnittgrößen abgeleitet und ein Bemessungsverfahren vorgestellt.

Summary

An increase in the use of pipe umbrellas made of long piles or self drilling injection anchors can be seen at conventional tunnel drives. They are used as reinforcement ahead of the face. This paper consists of investigations concerning the structural and geotechnical behaviour of such umbrellas in granular soils. The research is based on finite element method calculations using a diverse range of essential influencing factors. From the evaluation of the calculations, conclusions can be drawn about the load bearing behaviour of the umbrellas and their interaction with the surrounding ground. A forecasting model is derived in order to predict the internal forces of the umbrella elements and a appropriate design methodology is presented.

Danksagung

An dieser Stelle möchte ich allen danken, die mich bei der Erstellung dieser Arbeit unterstützten und begleiteten.

Neben meinen Eltern und meiner Lebensgefährtin sind dies:

Herr Prof. Dr.-Ing. Norbert Vogt, der diese Arbeit betreute, mir mit Hinweisen und Ratschlägen immer wieder die Richtung wies und das Erstgutachten erstellte;

Herr Prof. Dr.-Ing. Karl Schikora, dessen Anmerkungen ebenfalls für das Entstehen der vorliegenden Arbeit wichtig waren und der das Zweitgutachten erstellte;

Herr Prof. Dr.-Ing. Oliver Fischer, der den Prüfungsvorsitz übernahm;

Herr Dr.-Ing. Wolfgang Rauscher, der zusammen mit Herrn Prof. Dr.-Ing. Norbert Vogt das Entstehen dieser Arbeit ermöglichte und außerdem für fachliche Diskussionen stets ein wichtiger Gesprächspartner für mich ist;

Herr Dr.-Ing. Holger Heidkamp, dessen unermüdlichen Hinweise und Ratschläge wichtig für die Erstellung des numerischen Modells waren;

Die Herren Dr.-Ing. Thomas Dick, Dr.-Ing. Winfried Zanker, Dr.-Ing. Christian Kellner und Dipl.-Ing. Günther Eger, die meine Arbeit mit erhellenden fachlichen Diskussionen und mit ihrer kritischen Durchsicht begleiteten;

Die Leitung und die Mitarbeitern des Lehrstuhls und Prüfamts für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau, die mich freundliche aufnahmen und unterstützten;

Die SOFiSTiK AG, die ihr FE-Programm freundlicherweise bereitstellte.

INHALT	Seite
Verwendete Abkürzungen und Symbole	V
Kapitel	
1 Einleitung	1
1.1 Anlass, Ziel und Vorgehensweise	1
1.1.1 Zieldefinition und Problemstellung	2
1.1.2 Vorgehensweise	2
1.2 Betrachtung zum Bauverfahren	3
1.2.1 Einordnung	3
1.2.2 Rohrschirm	5
1.2.3 IBO-Schirm	9
1.2.4 Ableitung wichtiger Merkmale	11
1.3 Eingrenzung der Problemstellung und Detaillierung des Vorgehens	12
2 Stand von Technik und Wissenschaft	14
2.1 Derzeitiger Stand der Wissenschaft	14
2.1.1 Forschung anhand von Versuchen und Messungen	14
2.1.2 Forschung an numerischen Modellen	21
2.2 Derzeitiger Stand der Technik	31
2.2.1 Vereinfachte Bemessungsmodelle von Rohrschirmen	31
2.2.2 Vereinfachte Bemessungsmodelle von IBO-Schirmen	32
2.2.3 Bemessung auf der Grundlage von FE-Modellen	34
2.3 Beurteilung	35
3 Dokumentation zum erstellten FE-Modell	37
3.1 Tunnelgeometrie und Vortriebsart	37
3.2 Grundlegende Betrachtungen zum Aufbau des 3d Netzes	39
3.2.1 Netzstruktur	40
3.2.2 Gebirge	40
3.2.3 Spritzbetonausbau	41
3.3 Umsetzung, Erstellung Basismodell RS88	42
3.3.1 FE-Programm	42
3.3.2 Umsetzung der Geometrie zum Basismodell	42
3.4 Test zur Elementdiskretisierung in Längsrichtung	46
3.5 Nichtlineare Stoffmodelle zur Beschreibung des betrachteten Gebirges	47
3.5.1 Mohr-Coulomb	47
3.5.2 Gran Extended (Hardening Plasticity Soil)	48
3.5.3 Hypoplastizität nach von Wolfersdorff	51

3.6	Einfluss der Stoffmodelle auf die Rohrschirmschnittgrößen	52
3.6.1	Rechenzeit	53
3.6.2	Berechnungsergebnis	54
3.6.3	Einfluss der Geometrie auf die numerische Lösung	59
3.6.4	Folgerung	59
3.7	Variationsrechnung	59
3.7.1	Wahl der Gebirgsparameter	60
3.7.2	Wahl der geometrischen und konstruktiven Parameter	62
3.7.3	Vorgehen bei der Variation	63
3.7.4	Kontrolle zum Konvergenzverhalten der Variationsrechnungen	64
4	Analyse zum qualitativen Tragverhalten der Schirme	65
4.1	Bemessungsrelevante Schnittgrößen	66
4.2	Spannungsbild an Ortsbrust und Abschlagslaibung	67
4.2.1	Normalkraft, typischer Schnittgrößenverlauf	68
4.2.2	Biegemoment, typischer Schnittgrößenverlauf	69
4.2.3	Änderung der Bemessungsschnittgrößen bei erhöhten Zwangsverformungen	70
4.3	Entwicklung der Rohrschnittgrößen (N , M_y) über die Abschlagsfolge	71
4.4	Maßgebliche Einflussfaktoren auf die Rohrschirmschnittgrößen	73
4.4.1	Einfluss des Gebirges	73
4.4.2	Einfluss von Überlagerungshöhe und Querschnittsgröße	73
4.4.3	Einfluss der Biege- und Dehnsteifigkeit des Schirms	75
4.5	Auswirkung auf Setzungen und Konvergenzen	76
4.5.1	Setzungen von Oberfläche und Firste	76
4.5.2	Verformung der Ortsbrust	78
4.5.3	Verformung der Tunnellaibung im Abschlag	80
4.5.4	Fazit	81
4.6	Stützwirkung auf das Gebirge	81
4.6.1	Stützung der Abschlagslaibung	81
4.6.2	Wirkung als Gebirgsbewehrung	82
4.6.3	Resultierende Erhöhung der Sicherheit	84
4.7	Mögliche Versagensformen für stabförmige Schirmgewölbe	86
4.8	Berücksichtigung von Rohrschirmen bei 2D FE-Berechnungen und bei der Dimensionierung der Ausbauschale	89
4.9	Auswirkung der Rohrschirme auf die erforderliche Stützkraft der Ortsbrust	90
4.10	Vereinfachte Bemessungsmodelle für Rohrschirme	93
4.10.1	Ersatzmodell Einfeldträger	93
4.10.2	Ersatzmodell elastisch gebetteter Balken	94

4.11	Zusammenfassung wichtiger Ergebnisse	96
5	Prognosemodell 1 zur Dimensionierung von Rohrschirmen	98
5.1	Quantitative Auswertung der Berechnungsergebnisse	98
5.2	Diagramme zur Prognose der Biegebelastung	99
5.3	Diagramme zur Prognose der Normalkraft	103
5.4	Ermittlung des Modellsicherheitsbeiwertes	106
5.5	Plausibilitätskontrolle zum Prognosemodell 1	110
5.6	Vorschlag zum Nachweis der Inneren Tragfähigkeit der Rohre / IBO-Anker	114
5.6.1	Spannungsnachweis	114
5.6.2	Knicken / Biegeknicken	118
5.6.3	Lokales Stabilitätsversagen von Rohrschirmrohren	119
5.7	Vorschlag zum Nachweis der äußeren Tragfähigkeit	120
5.8	Schematische Darstellung des Bemessungsablaufs	124
6	Prognosemodell 2 - Vergleich mit dem elastisch gebetteten Träger	126
6.1	Motivation	126
6.2	Auflastermittlung	127
6.3	Bettung der Rohrschirmelemente	131
6.4	Der Träger mit abschnittsweise veränderlicher Bettung (Modell 2.1-2.3 und Modell 2.1a-2.3a)	133
6.5	Der kontinuierlich gebettete Träger mit Einzellast (Modell 2.1b-2.3b)	140
6.6	Bewertung der vorgestellten Ersatzmodelle	143
7	Weitere Einflussfaktoren auf das Tragverhalten der Rohrschirme	144
7.1	Einfluss einer Überkonsolidation	144
7.1.1	Berücksichtigung der Überkonsolidation im FE-Modell	144
7.1.2	Auswirkung einer Überkonsolidation auf die Schirmsicherung	144
7.2	Variation der Abschlagslänge	147
7.2.1	Durchgeführte Berechnungen	147
7.2.2	Einfluss der Abschlagslänge auf das Tragverhalten des Schirms	148
7.3	Auswirkung von Materialentzug beim Bohrvorgang	149
7.3.1	Umsetzung der Auflockerung im FE-Modell	151
7.3.2	Einfluss der Auflockerung auf das Tragverhalten des Schirms	152
7.4	Auswirkung des Wandreibungswinkels der Rohre	153
7.4.1	Untersuchungen zu einem verringerten Wandreibungswinkel	153
7.4.2	Einfluss des Wandreibungswinkels auf das Tragverhalten des Schirms	154
7.5	Auswirkung der Steifigkeit des Tunnelausbaus	155
7.6	Zusammenfassung	156

8	Messung an Rohrschirmen	157
8.1	Veröffentlichte Messungen	158
8.2	Präzisierung der Zieldefinition	159
8.3	Randbedingungen und Einschränkungen für mögliche Messaufbauten	159
8.4	Zwei Varianten für mögliche Messaufbauten	160
8.4.1	Messaufbau mit Dehnmessstreifen	160
8.4.2	Messaufbau mit Inklinometer und Gleitmikrometer	163
8.5	Bewertung der möglichen Messaufbauten	164
9	Zusammenfassung und Ausblick	165
9.1	Zusammenfassung: durchgeführte Untersuchungen und Ergebnisse	165
9.1.1	Eingrenzung der Problemstellung und Recherche	165
9.1.2	Vorgehensweise und Methodik	165
9.1.3	Ergebnisse	166
9.2	Ausblick: mögliche weiterführende Untersuchungen	168

Literatur- und Quellenverzeichnis	XII
--	-----

Anlage 1:	Eingabedatei RS88
Anlage 2:	Liste der Variationsrechnungen
Anlage 3:	Tabellarische Auswertung der Variationsrechnungen
Anlage 4:	Crossvalidation-Test zu Prognosemodell 1
Anlage 5:	Eingabedatei zu Prognosemodell 2
Anlage 6:	Auflastermittlung für Prognosemodell 2
Anlage 7:	Crossvalidation-Test zu Prognosemodell 2
Anlage 8:	Tabellen zum Nachweis der äußeren Tragfähigkeit
Anlage 9:	Plausibilitätstest zu Prognosemodell 1
Anlage 10:	Ermittlung der Auflast des elastisch gebetteten Trägers
Anlage 11:	Sensitivitätsanalyse zur Querdehnzahl
Anlage 12:	Skizzen und Vergleichsrechnungen zu Vorbereitung und Ablauf einer Messung an Rohrschirmrohren

Verwendete Symbole und Abkürzungen

Symbole und Abkürzungen beginnend mit lateinischem Großbuchstaben:

Symbol	Beschreibung	Einheit
A_{Rohr}	Fläche eines IBO's oder Rohrschirmrohres	cm^2
D	Durchmesser des Tunnelvortriebs (genähert)	m
D	plastischen Verzerrung in Tensorschreibweise	-
D^p	Rate der plastischen Verzerrung in Tensorschreibweise	-
DMS	Dehnmessstreifen	-
DS	(im) Düsenstrahlverfahren (hergestellte Körper)	-
E	Elastizitätsmodul zur Beschreibung der näherungsweise linear genäherten Steifigkeit eines Bodens oder Bauteils	kN/m^2 (Boden)
E-Modul		MN/m^2 (Bauteil)
E_{cm}	Mittlerer E-Modul nach DIN 1045-1 zur lin. Näherung des Kraft-Verformungsverhaltens von Beton	MN/m^2
E_{SPB}	Elastizitätsmodul des Spritzbetons bei linearer Näherung	MN/m^2
$E_{\text{s,ref}}$	Parameter zur Beschreibung der Dehnsteifigkeit im Stoffgesetz Hardening Plastizity Soil	MN/m^2
$E_{50,\text{ref}}$	Parameter zur Beschreibung der Schubsteifigkeit im Stoffgesetz Hardening Plastizity Soil	MN/m^2
E_{ur}	Parameter zur Beschreibung der Ent- und Widerbelastungssteifigkeit im Stoffgesetz Hardening Plastizity Soil	MN/m^2
EA	Dehnsteifigkeit eines Bauteils, Produkt aus E-Modul und Querschnittsfläche	MN
EAS	Enhanced Assumed Strains	-
EI	Biegesteifigkeit eines Bauteils, Produkt aus E-Modul und Hauptträgheitsmoment	MNm^2
FE	Finite-Elemente	-
FEM	Finite-Elemente-Methode	-
GEWI	Stäbe aus Betonstahl mit aufgerolltem Gewinde	-
Gran	Stoffgesetz Hardening Plasticity Soil in SOFiSTiK	-
IBI	Nachträglich injizierbarer Injektionsbohranker	-
IBO	Injektionsbohranker	-
IBO-Anker		
I_y	Trägheitsmoment eines Rohres / IBO's	cm^4
K	Seitendruckbeiwert eines Bodens	-

K_{OCR}	Seitendruckbeiwert eines überkonsolidierten Bodens	-
K_0	Ruhedruckbeiwert eines Bodens	-
L	Charakteristische Länge des elastisch gebetteten Trägers	m
L_V	Verankerungslänge eines IBO's oder Rohres	m
L_{ABS}	Abschlagslänge des Tunnelvortriebs	m
LF	Lastfall	-
M_{MAX}	Maximales im Schirm auftretendes Feldmoment	kNm
M_{MIN}	Minimales (aber bezogen auf den Betrag größtes) im Schirm auftretendes Stützmoment	kNm/m (bezogen auf den Tunnelumfang) kNm
M_{ROH}	Momente, die sich bei Gebirge mit „Rohwerten“ d.h. Vorzugsparametern ergeben (vgl. Kapitel 3)	kNm/m (bezogen auf den Tunnelumfang) kNm/m (bezogen auf den Tunnelumfang)
$M_{RS,k}$	Ergebnis einer Prognose des Biegemoments eines Schirms nach dem Modell 1; Schnittgröße auf charakteristischem Niveau	kNm
M_y	resultierendes Hauptbiegemoment im Rohr oder IBO	kNm
MAE	Mittlerer absoluter Prognosefehler	kNm/m (bezogen auf den Tunnelumfang) wie Ausgangswert
MC	Stoffgesetz Mohr-Coulomb	-
$MCSS$	Stoffgesetz Mohr-Coulomb erweitert um Strain-Softening bzw. Hardening im Programm FLAC 3D	-
N	Resultierende Normalkraft im Rohr oder IBO	kN
$N_{ki,d}$	Ideelle Knicklast nach DIN 18800	kN/m (bezogen auf den Tunnelumfang) kN
N_{MAX}	Größte im Schirm entstehende Zugkraft	kN
N_{MIN}	Größte im Schirm entstehende Druckkraft	kN/m (bezogen auf den Tunnelumfang) kN
N_{ROH}	Normalkräfte, die sich bei Gebirge mit „Rohwerten“ d.h. Vorzugsparametern ergeben (vgl. Kapitel 3)	kN/m (bezogen auf den Tunnelumfang) kN
$N_{RS,k}$	Ergebnis einer Prognose der Normalkraft eines Schirms nach dem Modell 1; Schnittgröße auf charakteristischem Niveau	kN/m (bezogen auf den Tunnelumfang) kN
NR	Nummer	-
P_j	Plotting Position nach Weibull des Versuchs „j“; Unterschreitenswahrscheinlichkeit	-

P_0	Integral der Auflast auf den elastisch gebetteten Träger - Porgnosemodell 2	kN
PC	Personal Computer	-
PFC	Particle-Flow-Code (Methode)	-
Q-Q-Plot	Quantil-Quantil-Plot	-
QS	Querschnitt des Tunnels	-
R	Radius des Tunnelausbruchs (genähert)	m
$R_{1,d}$	Aufnehmbare Mantelreibungskraft eines Pfahles (Rohres, IBO's) gemäß EA-PFÄHLE bzw. DIN 1054-2008	kN
RS	Rohrschirm	-
RS88	Basismodell des erzeugten FE-Modells zur dreidimensionalen Berechnung eines Rohrschirmvortriebs	-
SPB	Spritzbeton	-
T	Spannungen in Tensorschreibweise	MN/m ²
T_{MAX}	Maximale Schubkraft pro lfm Pfahl / Rohr / Anker	kN/m
U_b	Umfang des Verpresskörpers eines Rohres oder IBO's	mm
W_{Rohr}	Widerstandsmoment eines IBO's oder Rohrschirmrohres	cm ³

Symbole und Abkürzungen beginnend mit lateinischem Kleinbuchstaben:

Symbol	Beschreibung	Einheit
a	Abstand der Rohre oder IBO-Anker am Bohransatzpunkt	m
a'	Lasteinzugsbreite eines IBO's oder Rohres	m
c	Kohäsion eines Bodens	kN/m ²
d_b	Aussendurchmesser des Verpresskörpers eines Rohres oder IBO's	mm
d_N	Äußerer Durchmesser des Rohres oder IBO-Ankers	mm
e	absoluter Fehler (Differenz zweier Werte). Im Index wird die Nummer des Versuchs angegeben (e_i)	wie Ausgangswert

e	Porenzahl (nur in Verbindung mit dem Stoffgesetz Hypoplastizität)	-
f_{ck}	Aufnehmbare Druckspannung von Beton auf charakteristischem Niveau	N/mm ²
f_{EI}	Faktor zur Berücksichtigung des Einflusses der Schirmsteifigkeit auf die Schnittgrößen. In Klammern nachgestellt ist die zugehörige Schnittgröße (N, M)	-
f_{Es}	Faktor zur Berücksichtigung des Einflusses der Bodensteifigkeit auf die Schnittgrößen oder Ankerkräfte In Klammern nachgestellt ist die zugehörige Schnittgröße oder Ankerkraft (N, M, ΣA)	-
f_{faks}	Faktor zur Berücksichtigung des Einflusses von bohrinduziertem Materialverlust auf die Schnittgrößen. In Klammern nachgestellt ist die zugehörige Schnittgröße (N, M)	-
f_k	Faktor zur Berücksichtigung des Einflusses des Seitendruckbeiwerts auf die Schnittgrößen. In Klammern nachgestellt ist die zugehörige Schnittgröße oder Ankerkraft (N, M, ΣA)	-
f_{yk}	Fließgrenze oder proportionale Dehngrenze des Stahls	kN/cm ²
f_γ	Faktor zur Berücksichtigung des Einflusses der Wichte auf die Schnittgrößen oder Ankerkräfte. In Klammern nachgestellt ist die zugehörige Schnittgröße oder Ankerkraft (N, M, ΣA)	-
$f(T); f(\sigma)$	Fließfunktion (eines Bodens)	-
$g(T), g(\sigma)$	Plastisches Potential	-
grenz(d/t)	Limit des Verhältnisses von Rohrdurchmesser zu Wandstärke nach DIN 18800	-
h	Bauteilhöhe	cm
$h_{\bar{u}}$	Überlagerungshöhe Oberfläche zu Tunnelfirste	m
i	Rang einer betrachteten Größe, aufsteigend sortiert. Im Index wird die Nummer des zugehörigen Versuchs angegeben (i_j)	-
k	Bettungssteifigkeit einer elastisch gebetteten Schale oder eines elastisch gebetteten Trägers	kN/m ³ , kN/m ²
k	Seitendruckbeiwert eines Bodens	-
k_{OCR}	Seitendruckbeiwert eines überkonsolidierten Bodens	-
k_{red}	Reduzierte Bettungssteifigkeit (nahe des Abschlags) eines elastisch gebetteten Trägers	kN/m ²
k_0	Ruhedruckbeiwert eines Bodens	-
m	Exponent im Stoffgesetz Hardening Plasticity Soil	-
m	Mehrausbruch der Bohrkronen eines IBO's / Rohres	cm

n	Anzahl der Versuche	-
$p_{v,max}$	Maximale Auflast auf ein Rohr / einen IBO	kN/m
$p_{v,max,ROH}$	Maximale Auflast auf ein Rohr / einen IBO, abgeschätzt mit Prognosemodell 2 die sich bei Verwendung der „Rohwerte“ d.h. Vorzugsparameter ergibt	kN/m
q	Lastordinate einer Streckenlast	kN/m
$q_{s1,k,1}$	Charakteristischer Wert der Pfahlmantelreibung im Gebirge nach EA-PFÄHLE	kN/m ²
r	Relativer Fehler. Im Index wird die Nummer des zugehörigen Versuchs angegeben (r_j)	-
$r(i_{95\%})$	Relativer Fehler, der zu 95% Wahrscheinlichkeit unterschritten wird	-
r_A	Äußerer Radius eines Rohrquerschnitts / IBO's	cm
r_I	Innerer Radius eines Rohrquerschnitts / IBO's	cm
u	Verschiebung / Verformung	mm
u_{MAX}	Maximale Verschiebung / Verformung	mm
u_{OF}	Maximale Setzung der Oberfläche	mm
u_{RS}	Maximale Vertikalverformung des Rohrschirms in der Tunnelfirste	mm
u_X	Maximale Horizontalverformung der Ortsbrust	mm
ü	Überstand der Rohrschirmbohrkrone zum Rohr	mm
w(x)	Biegelinie eines Stabes	mm

Symbole und Abkürzungen beginnend mit griechischem Großbuchstaben:

Symbol	Beschreibung	Einheit
Δ	Überstand der IBO-Bohrkrone zum IBO	cm
$\Delta\kappa$	Änderung / Messfehler der Stabkrümmung	-
$\Delta\varepsilon$	Änderung / Messfehler der Stabdehnung	-
ΣAnker	Summe der Zugkräfte der Ortsbrustanker	kN
$\Sigma M_{MAX} + M_{MIN} $	Summe der Beträge des minimalen und maximalen Biegemoments eines Rohres / IBO's in einem betrachteten Lastfall	kNm
$\Sigma N_{MAX} + N_{MIN} $	Summe der Beträge der minimalen und maximalen Normalkraft eines Rohres / IBO's in einem betrachteten Lastfall	kN

Symbole und Abkürzungen beginnend mit griechischem Kleinbuchstaben:

Symbol	Beschreibung	Einheit
α	Reststeifigkeitsfaktor für die FE des Ausbruchquerschnitts bei zweidimensionalen Berechnung	-
α	Exponent im Stoffgesetz Hypoplastizität	-
β	Exponent im Stoffgesetz Hypoplastizität	-
δ	Wandreibungswinkel	°
ε	Dehnung	-
φ	Reibungswinkel eines Bodens	°
φ'		
φ_{red}	Reibungswinkel eines Bodens, reduziert um Störzonen zu simulieren	°
γ	Wichte	kN/m ³
γ_G	Sicherheitsbeiwert für ständige Lasten GZ1B DIN 1054-2008 ($\gamma_G = 1,2$ im LF2)	-
γ_M	Sicherheitsbeiwert des Bauteilwiderstandes gegen Überschreitung der aufnehmbaren Spannungen ($\gamma_M = 1,1$ für Baustahl nach DIN 18800, $\gamma_M = 1,15$ für Betonstahl nach DIN 1045 und für IBO's nach Zulassung TITAN)	-
γ_{Modell}	Modellbedingter Sicherheitsbeiwert; zu berücksichtigen bei Verwendung der Prognosemodelle. Ein zusätzlicher, nachgestellter Index (M,N, Σ A) zeigt die Zugehörigkeit zur Schnittgröße oder Ankerkraft	-
γ_P	Sicherheitsbeiwert für die Pfahlmantelreibung nach DIN 1054-2008 ($\gamma_P = 1,4$ im LF2)	-
ψ	Dilatanzwinkels eines Bodens	-
κ	Krümmung eines Stabes; $-w(x)''$	-
$\lambda(\text{Schlot})$	Relative Ausnutzung des Schlotbereichs	-
μ	Querdehnzahl eines Bodens	-
μ	Ausnutzung eines Nachweises; in Klammern dahinterstehend ist die Nummer des Versuchs angegeben ($\mu(i)$)	-
ρ_s	Korndichte – für Stoffgesetz Hypoplastizität	-
σ	Spannung	kN/m ² , MN/m ² (Boden) kN/cm ² (Stahl)
σ_{Rd}	Aufnehmbare Spannung eines Bauteils inkl. Sicherheit des Materials	kN/cm ²

σ_{Rk}	Aufnehmbare Spannung eines Bauteils inkl. Aller Sicherheitsbeiwerte der Last und Materialseite in Anlehnung an den nichtlinearen Nachweis nach DIN 1045-1	kN/cm^2
σ_{ref}	Referenzdruck für Steifigkeitsparameter $E_{s,ref}$ und $E_{50,ref}$ im Stoffgesetz Hardening Plasticity Soil (auch: p_{ref})	kN/m^2
σ_V	Vergleichsspannung (Bauteil)	kN/cm^2
τ	Schubspannung (Bauteil)	kN/cm^2
$\tau_{max,k}$	Maximal vorhandene Schubspannung auf charakteristischem Niveau (Bauteil)	kN/cm^2
ξ	Bezogene Längenordinate des elastisch gebetteten Trägers	-

1 Einleitung

1.1 Anlass, Ziel und Vorgehensweise

Bei bergmännischen Vortrieben werden immer häufiger Schirmgewölbe aus Rohren oder Injektionsbohrankern (IBO) als vorauseilende Sicherung verwendet.

Die Aufgabe dieser Schirme ist die temporäre Absicherung des ausgebrochenen Abschlags, solange bis die Spritzbetonschale eingebaut ist und diese Aufgabe übernehmen kann. An den Rohrschirm werden keinerlei Anforderungen hinsichtlich der Dauerhaftigkeit gestellt, dagegen muss die Umweltverträglichkeit („Grundwasserneutralität“) des Verfahrens sichergestellt sein.

Die Wirksamkeit haben die Rohr- und IBO-Schirme inzwischen bei einer Vielzahl von Einsätzen unter Beweis gestellt.

Dabei gibt es für die Planung solcher Schirme aus stabförmigen Traggliedern weder Normen noch entsprechende Empfehlungen. Dies führt dazu, dass jeder Planer gezwungen ist, sich selbst Überlegungen zur Wirkungsweise der Schirme zu machen, sofern er nicht auf eine Veröffentlichung zurückgreift. Die Auswertung relevanter und aktueller Fachartikel zeigt allerdings ein heterogenes Bild von der Tragwirkung der Stabschirme, wie in Kapitel 2 dieser Arbeit deutlich wird. Es bleibt damit dem Zufall überlassen, an welchem Artikel sich der Planer orientiert und welches Ergebnis damit für die daraus abgeleitete Spezifikation des Schirms aus Rohren oder Injektionsbohrankern (IBO's) erzielt wird.

Wegen der Kürze der für den Planungsprozess zur Verfügung stehenden Zeit werden im allgemeinen Annahmen getroffen, bei denen der Planer davon ausgeht, dass diese auf „der sicheren Seite liegen“, d.h. es werden Dimensionierungsverfahren und zugehörige Eingangsvoraussetzungen gewählt, die ein betrachtetes Gefährdungspotential möglichst überschätzen. Dieses Vorgehen steht im Widerspruch zum allgemein steigenden Kostendruck bzw. zur weiterhin zunehmenden Forderung nach kostengünstigem und Ressourcen schonendem Bauen. Weil es sich bei den hier betrachteten Schirmdecken um Provisorien handelt, deren Schutzaufgabe erfüllt ist, sobald die dahinterliegende Spritzbetonschale eingebaut ist, kommt einer wirtschaftlichen Dimensionierung umso mehr Bedeutung zu. Im Sinne der Nachhaltigkeit kann durch eine weniger Material und Energie verbrauchende Bauweise das CO₂-Äquivalent verringert und die Umweltbelastung dadurch reduziert werden.

Der Wunsch mehr über das Tragverhalten der stabförmigen Schirme herauszufinden und neue Erkenntnisse über die Bemessung dieser Tragglieder zu gewinnen, ist meine Motivation für diese Arbeit.

Die im Verlauf der Arbeit durchgeführte Literaturrecherche zeigt den Forschungsbedarf deutlich (vgl. Kapitel 2). So stellt unter anderem VOLKMANN fest, dass wegen des immer häufigeren Einsatzes der Rohrschirmgewölbe eine Erarbeitung von Bemessungsregeln erforderlich ist (s. VOLKMANN (2004) S. 6).

1.1.1 Zieldefinition und Problemstellung

Es sollen Schirme untersucht werden, die aus stabförmigen Bauteilen bestehen und zur temporären Sicherung eines bergmännischen Vortriebs dienen.

Hierzu ist es zunächst erforderlich, das qualitative Tragverhalten der betrachteten Strukturen besser verstehen und beschreiben zu können. Die Interaktion verschiedener Bauteile und zwischen Bauteil und umgebendem Gebirge ist dabei zu beachten.

Vorhandene Modelle, die das Tragverhalten quantitativ beschreiben und damit zu einer Dimensionierung ebendieser Bauteile führen, sollen hinsichtlich ihrer Vollständigkeit und Genauigkeit überprüft werden.

Falls sich die vorhandenen Modelle als unzureichend erweisen, sollen neue Prognosemodelle zur Abschätzung der für die Dimensionierung erforderlichen Bauteilschnittgrößen erstellt, oder bestehende Modelle an neuere Ergebnisse angepasst werden.

Ein Konzept für die Bemessung der betrachteten Bauteile soll erarbeitet werden.

1.1.2 Vorgehensweise

Im Kern wird als Lösungsstrategie die Erstellung und Auswertung von numerischen Berechnungen verfolgt (s. Kapitel 3 bis 7). Am Rechenmodell werden Eingangsparameter systematisch variiert, um die Auswirkungen auf das Tragverhalten der Schirme zu analysieren. Das zugehörige Modell wurde mit kommerzieller Software, dem Finite Elemente Programm SOFiSTiK erstellt. Es wird in Kapitel 3 vorgestellt.

Die gewonnenen Ergebnisse werden mit einer vorab in Kapitel 2 erstellten Literaturlauswertung verglichen.

Zur Überprüfung der gewonnen Erkenntnisse werden statistische Verfahren zum Test von Prognosemodellen verwendet (s. Kapitel 5 und 6). Zusätzlich erfolgt ein Plausibilitätstest unter Zuhilfenahme von Daten, die von WITTKÉ (2009) bzw. WITTKÉ & WITTKÉ-GATTERMANN (2007) veröffentlicht wurden (vgl. Kapitel 5).

Die **Vorteile** des gewählten Vorgehens liegen auf der Hand:

Mit numerischen Berechnungen lassen sich innerhalb relativ kurzer Zeit sehr viele Versuchsergebnisse produzieren. Reale Messungen haben neben dem Problem der Messgenauigkeit zusätzlich die Nachteile, dass sie aufwändig durchzuführen, an geeignete Projekte gebunden, Kosten- und Aufwands intensiv und mit jeweils speziellen, eventuell nicht allgemein zutreffenden Randbedingungen belegt sind.

Das verwendete Programm SOFiSTiK wurde mehrfach erfolgreich zur Berechnung von Lockergesteinsvortrieben eingesetzt und steht durch seine kommerzielle Verwendung in ständigem Test an einer Vielzahl von Bauvorhaben. Die erzeugte Eingabedatei des Basismodells ist in ihren wesentlichen Teilen im Anhang enthalten. Das FE-Modell kann damit von einer Vielzahl an Nutzern nachvollzogen und überprüft werden.

Das gewählte Vorgehen hat **Nachteile**:

Bei allen FE-Modellen handelt es sich um Annäherungen an die Wirklichkeit. Neben der Modellierungsgenauigkeit des Benutzers werden geometrische und stoffliche Vereinfachungen getroffen, die dazu führen, dass unweigerlich eine Abweichung von der Realität entsteht. Darüber hinaus hat das Verfahren (zumindest in der aktuellen Formulierung) bekannte Schwachstellen, z.B. die Behandlung von großen Verformungen.

Trotz größtmöglicher Transparenz des Herstellers bleiben Teile des verwendeten Programms bzw. der darin enthaltenen Algorithmen unbekannt – auch der versierte Benutzer arbeitet zumindest teilweise nach dem Black-Box-Prinzip.

Bei dem zu berechnenden Problem handelt es sich um ein komplexes dreidimensionales und stofflich nichtlineares Modell. Die Eingabe hierfür ist dementsprechend umfangreich.

Um die oben beschriebenen Fehlerquellen so weit als möglich auszuschließen und Ungenauigkeiten auszugleichen, werden folgende Maßnahmen ergriffen:

- Das erstellte FE-Modell und die darin verwendeten Lösungsalgorithmen wurden durch einen zweiten erfahrenen Programm benutzer / -autor soweit als möglich qualitativ kontrolliert.
- Mit einem statistischen Test wird die Fehlersummenkurve der, auf Basis des FE-Modells erarbeiteten Prognosemodelle ermittelt und ein entsprechender Teilsicherheitsbeiwert für die Prognosemodelle vorgeschlagen.
- Anhand der Nachrechnung von in der Fachliteratur veröffentlichten Schnittgrößen eines durchgeführten Tunnelprojekts („Buschtunnel“, veröffentlicht von WITTKÉ (2009) bzw. WITTKÉ & WITTKÉ-GATTERMANN (2007)) erfolgt ein Plausibilitätsvergleich.
- Die gewonnenen Erkenntnisse zum qualitativen Tragverhalten der Schirme werden mit entsprechenden Aussagen der Fachliteratur verglichen.
- In Kapitel 8 wird ein möglicher Messaufbau beschrieben, mit dem die prognostizierten Schnittgrößen der Tragglieder in situ gemessen werden sollen, sobald ein geeignetes Projekt hierfür gefunden wird.

Das in Kapitel 5 vorgestellte Nachweis- bzw. Bemessungskonzept orientiert sich an den vorliegenden neuen Erkenntnissen zum Tragverhalten der Mikropfähle in Form der EA-PFÄHLE (2007) und den in Fachaufsätzen dargestellten Regeln der Technik zur Berechnung von Sicherungsmitteln im (Eisenbahn-) Tunnelbau. Zusätzlich werden die materialspezifischen Fachnormen (DIN 18800) herangezogen.

Die gewählte Vorgehensweise wird schematisch in Abbildung 1.18 am Ende von Kapitel 1.3 dargestellt.

1.2 Betrachtung zum Bauverfahren

Nachfolgend werden die betrachteten Schirmgewölbe in die Gruppe der vorausseilenden Sicherungsmittel eingeordnet. Die Bauverfahren von IBO- und Rohrschirmen werden dargestellt, um wichtige Merkmale für weitere Untersuchungen festzuhalten.

1.2.1 Einordnung

Schirmgewölbe aus Rohren oder IBO-Ankern werden zur Gruppe der von Untertage aus eingebrachten vorausseilenden Sicherungsmittel gezählt, zu denen überdies auch die folgenden Verfahren bzw. Bauteile gehören (vgl. auch JODL, ALTINGER, BICHLER, KRIEBAUM & SCHLOSSER (2005) S. 42 ff.):

- Spieße (stabförmige Bauteile mit kurzen Längen von meist 1 - 6 m);
- Verzugsbleche (plattenförmige Bauteile mit kurzen Längen von meist 1 - 4 m);
- Schirmgewölbe aus Düsenstrahlsäulen (DS-Schirme);
- Haubenkörper aus Bodenvereisung;

Die vorausseilenden Sicherungen werden erforderlich, wenn die Gebirgsstandzeit nicht ausreicht, um die Zeitspanne bis zur Stützung durch den Spritzbeton zu überbrücken (vgl. MAIDL & STEIN (2002) S. 255).

Mit Spießen und Verzugsblechen kann nur eine relativ geringe Anzahl an Abschlügen überspannt werden (zumeist nur einer), weil die Bauteillänge im Normalfall auf etwa 4 - 6 m begrenzt ist. Bei Verwendung der hier betrachteten Rohr- und IBO-Schirme können 5 bis 15 Abschlüge überspannt werden, ohne dass der Vortrieb für das Einbringen neuer vorausseilender Sicherungsmittel unterbrochen werden muss.

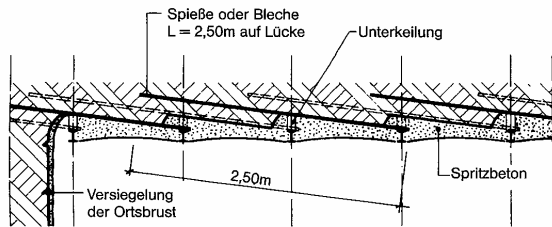


Abbildung 1.1: Voraussicherung mit Verzugsblechen oder Spießen, Darstellung im Längsschnitt (aus JODL, ALTINGER, BICHLER, KRIEBAUM & SCHLOSSER (2005), Abb. 26, S. 44)

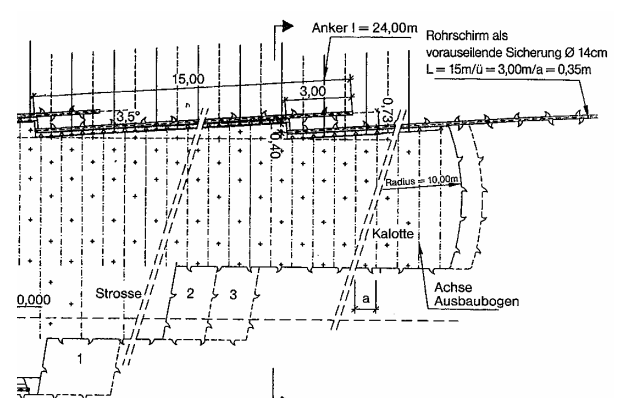


Abbildung 1.2: Sicherung des Vortriebs mit Rohrschirmen, Darstellung im Längsschnitt (aus JODL, ALTINGER, BICHLER, KRIEBAUM & SCHLOSSER (2005), Abb. 27, S. 45)

Durch die Verbesserung von Bohr- und Bautechnik werden Rohr- und IBO-Schirme zusehends öfter eingesetzt.

Die Vortriebsicherung mit DS-Schirmen und Vereisungen erzeugt im Gegensatz zu den stabförmigen Rohren und IBO-Ankern eine geschlossene Zylinderschale um den Ausbruchquerschnitt (dabei wird angenommen, dass sich Injektionskörper der IBO's bzw. Rohre nicht überschneiden). Diese bei DS-Schirmen bzw. Gefrierschirmen erzielbare geschlossene Zylinderschale unterscheidet deren Tragverhalten substantziell von dem der betrachteten Schirmgewölbe aus stabförmigen Bauteilen (vgl. Kapitel 2).

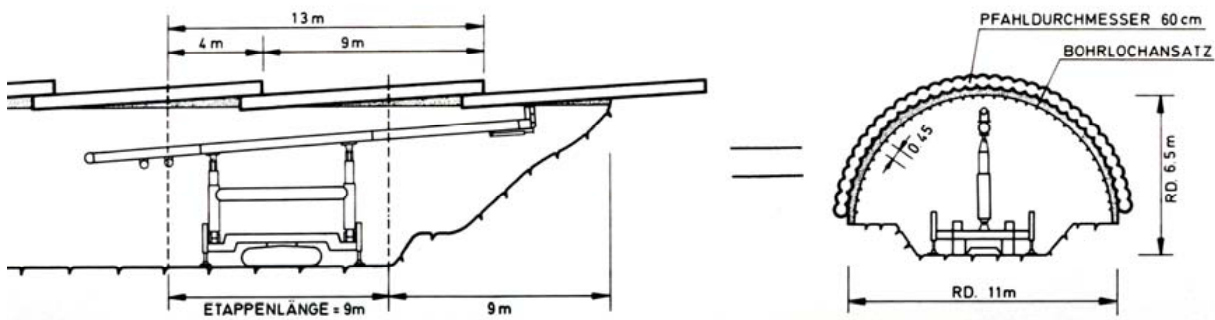


Abbildung 1.3: Voraussicherung mit DS-Schirm (aus JACKSTÄDT (2001), Bild 3-2, S. 37)

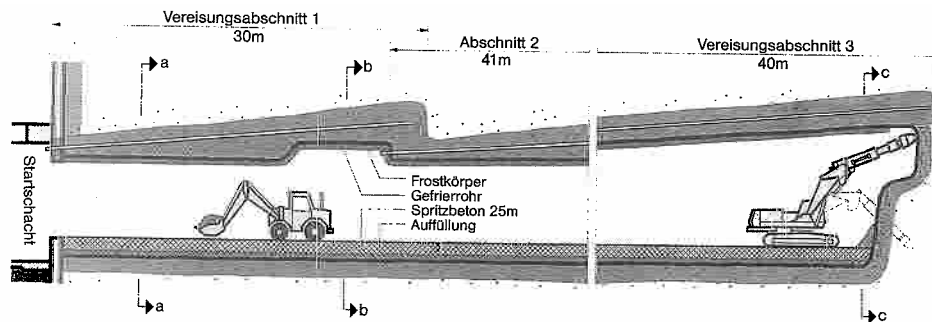


Abbildung 1.4: Vortrieb unter einem Gefrierschirm (aus JODL, ALTINGER, BICHLER, KRIEBAUM & SCHLOSSER (2005), Bild 30, S. 48)

Während DS-Schirme auch nach Fertigstellung der Spritzbetonschale weiterhin an der Lastabtragung beteiligt sind, können die stabförmigen Schirmgewölbe im ebenen Dehnungszustand des fertig gestellten Kalottenvortriebs nicht mehr mittragen.

Auf Rohr- und IBO-Schirme soll nachfolgend detaillierter eingegangen werden.

1.2.2 Rohrschirm

Unter dem Begriff „Rohrschirm“ werden derzeit verschiedene Bauverfahren zusammengefasst. So werden zuweilen auch aus Baugruben mit großen Pressen oder im Mikrotunnelingverfahren hergestellte, horizontale Biegebalken als Rohrschirm bezeichnet (vgl. SCHIKORA & OSTERMEIER (1992) bzw. RAUSCHER(1988)).

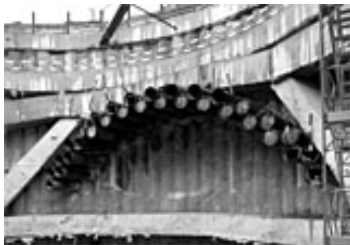


Abbildung 1.5: Schirm aus Rohren großen Durchmessers
(s. <http://www.siabasel.ch/images/>;
Stand Nov. 2011)

KOLYMBAS (1998) bezieht sich ebenfalls auf solche Schirmdecken aus Rohren großen Durchmessers, wenn er schreibt:

„Im First- und im Ulmenbereich des geplanten Tunnels werden horizontale Rohre vorgepresst, die zur Beulsicherheit mit Beton verfüllt werden können. Bei selbsttragenden Rohrschirmdecken werden die Rohre miteinander verschweißt und auf Betonkonstruktionen aufgelagert. Rohrschirmdecken sind mit großen Setzungen behaftet“ (vgl. KOLYMBAS (1998), S. 75).

Diese Schirme sind nicht Gegenstand der vorliegenden Arbeit. Sie werden selten verwendet.

Die hier betrachteten Rohrschirme werden aus vergleichsweise dünnen Rohren aus dem laufenden Tunnelvortrieb heraus eingesetzt. Von JODL, ALTINGER, BICHLER, KRIEBAUM & SCHLOSSER (2005) werden sie wie folgt beschrieben:

„Die Rohrschirme bestehen aus Stahlrohren mit einem Außendurchmesser von 140 bis 170 mm [besser: 200 mm s. auch VOLKMANN & SCHUBERT (2006) S. 2] ... Die einzelnen Rohre werden im Abstand von 40 bis 60 cm [besser: geringem Abstand] mit einer Neigung von etwa 5° zur Tunnelängsachse um den Umfang des auszubrechenden Tunnels angeordnet ... Bei der Herstellung des Rohrschirmgewölbes wird eine verrohrte Bohrung erstellt ... Bei diesem Verfahren ist es möglich, das Bohren und das Einbringen der Rohre für den Rohrschirm gleichzeitig durchzuführen. Das Spülwasser wird während des Bohrvorganges durch das Innere der Bohrstange zur Bohrkronen geführt. Der Abtransport des Bohrkleins erfolgt zwischen Bohrgestänge und Hüllrohr ... das Schirmrohr verbleibt im Baugrund. Die Rohrschirme können entweder nur

ausbetoniert oder als Injektionsrohrschirme ausgeführt werden. Dabei werden Stahlrohre mit Injektionsöffnungen verwendet, welche mittels Packern vom Rohrinernen aus im Bohrloch tiefsten ... ausinjiziert werden. Als Injektionsgut wird meist Zementsuspension verwendet ...“ (s. JODL, ALTINGER, BICHLER, KRIEBAUM & SCHLOSSER (2005), S. 45).

Selten werden in den hier betrachteten Lockergesteinsböden Bauverfahren verwendet, bei denen zuerst ein Bohrloch erstellt und anschließend ein Tragrohr in das vorab erstellte Loch eingestellt wird. Solches Vorgehen ist zumeist mit großen Verformungen durch die Entspannung des dann oft unverroht gebohrten Loches verbunden. VOLKMANN (2003, 2004) bzw. VOLKMANN & SCHUBERT (2006, 2007) beschreiben dieses Bauverfahren bei einem Tunnel in gebräuchtem Fels (vgl. auch Kapitel 2). Wegen der großen Konvergenzen und der zumeist nicht gegebenen Standfestigkeit der Bohrlöcher ist dieses Verfahren für den Lockergesteinsvortrieb nur bedingt geeignet.

Die Firma Bilfinger & Berger Bauaktiengesellschaft reichte im November 1986 eine PATENTSCHRIFT (1986) beim deutschen Patentamt ein, um ein Verfahren zu schützen, bei dem das Bohrrohr gleichzeitig als Tragelement und Injektionskanal dient:

„Dabei wird mit dem Einbau der Rohrschirme zunächst durch eine sogenannte Vorausinjektion das Gebirge verbessert, sowie durch Längstragwirkung der einzelnen fast horizontal, also nur schwach geneigt liegenden, Wurzelpfahl ähnlichen Bohrpfähle die Auffahrung der Kalottenabschnitte ermöglicht ... [mit dem vorliegenden Verfahren] ... wird die Herstellung von Injektionsschirmen erheblich beschleunigt und zudem die Belastbarkeit der Injektionsschirme erhöht ... Diese Aufgabe wird bei dem Verfahren der eingangs genannten Gattung dadurch gelöst, dass nach dem Ausbau des Bohrgestänges das äußere Bohrrohr als Injektionsrohr verwendet wird, dass die Injektion über im äußeren Bohrrohr vorgesehene Injektionsöffnungen geöffnet werden und dass die Bohrrohre als statische Bewehrungselemente im Boden belassen werden ... im Bohrrohr [sind] Injektionsöffnungen vorgesehene ... die über den Injektionsöffnungen angepasste Verschlussorgane verschließbar sind, wobei nach einer bevorzugten Ausführungsform die Injektionsöffnungen konisch von Innen nach Außen erweiternd ausgebildet sind und als Verschlussorgane den Injektionsöffnungen angepasste Verschlussstopfen vorgesehene sind ... “ (s. PATENTSCHRIFT (1986) S. 1).

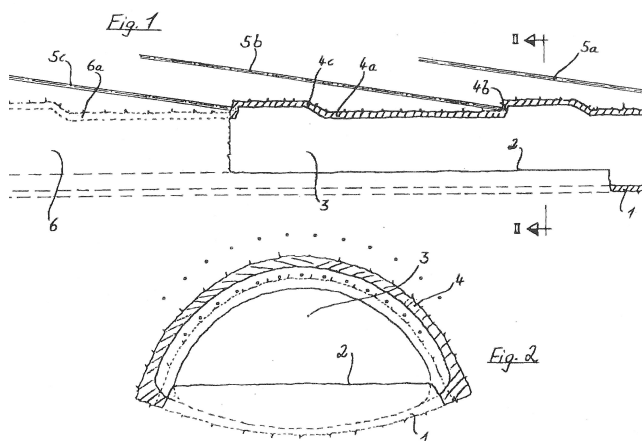


Abbildung 1.6: Übersichtszeichnung des Patentes (s. PATENTSCHRIFT (1986) Fig. 1 + Fig. 2, S. 4)

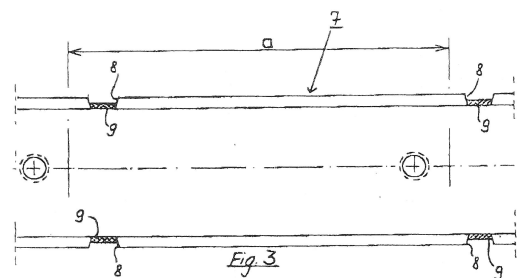


Abbildung 1.7: Detail Manschettrohr mit Injektionsöffnungen (vgl. PATENTSCHRIFT (1986) Fig. 3, S. 5)

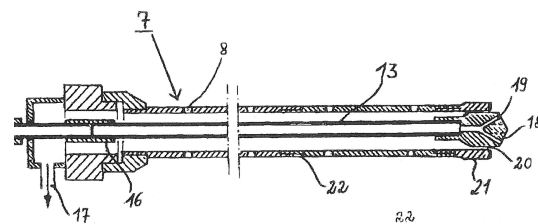


Abbildung 1.8: Schnitt durch Bohr- bzw. Tragrohr mit Bohrgestänge (vgl. PATENTSCHRIFT (1986) Fig. 6, S. 6)

In den Abbildungen 1.6 bis 1.8 sind die zum Patent gehörenden Schemaskizzen in Ausschnitten abgebildet. Sie werden wie folgt beschrieben: „Fig. 1 zeigt die Anordnung eines Rohrschirmes oberhalb eines Tunnels, Fig. 2 zeigt einen senkrechten Schnitt II-II durch Fig. 1 [beide in Abbildung 1.6 dargestellt] Fig. 3 zeigt einen longitudinalen Schnitt durch das Bohr- und Injektionsrohr [s. Abbildung 1.7] ... [und] ...Fig. 6 zeigt einen Longitudinalschnitt durch das Bohr- und Injektionsrohr mit Innengestänge und Bohrgerät [vgl. Abbildung 1.8]“ (s. PATENTSCHRIFT (1986) S. 1).

Das Patent wird am 26.7.1990 erteilt und veröffentlicht. Seit 2.7.2002 ist das Patent erloschen (wegen Nichtzahlung der Jahresgebühr, wie eine Anfrage beim Deutschen Patentamt ergab). Die Firma Bilfinger & Berger hat folglich keinerlei Exklusivrechte mehr an dem vorgestellte Verfahren.

Zufolge BRUGGER & SACHS (2008) wurde das Rohrschirmsystem „AT-Hüllrohrsystem“ durch die Firmen ALWAG und ÖSTU-STETTIN in Österreich etwa im Jahre 1998 entwickelt (vgl. BRUGGER & SACHS (2008) S. 14) und danach patentiert.

Anweisungen zur Art der Injektionsdurchführung werden durch die PATENTSCHRIFT nicht festgelegt. So wird z.B. nicht geregelt, dass die Injektion mit Packern erfolgt - wie von JODL, ALTINGER, BICHLER, KRIEBAUM & SCHLOSSER (2005) beschrieben wird.

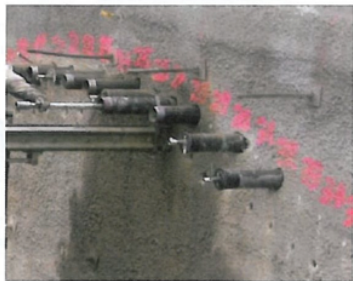


Abbildung 1.9: Aufbringen der Verschlusskappen zur Verpressung (SPANG, HÄRING & SCHILLER (2010), Bild 18, S. 144)

Ausführungsbeispiele zeigen im Gegenteil, dass auch andere Injektionsarten als Packerinjektionen zur Anwendung gelangen: So beschreiben SPANG, HÄRING & SCHILLER (2010), wie die Verpressung des Rohrschirms am Losebergtunnel durchgeführt wurde. Die Rohre wurden am Ende mit Kappen verschlossen und über eine Zuwegleitung mit Zementsuspension verpresst, bis der Ringraum zwischen Bohrkronenüberschnitt und Rohrwandung verfüllt war (vgl. SPANG, HÄRING & SCHILLER (2010), S. 144).

Als positiv hinsichtlich der Reduktion bohrinduzierter Verformungen hat es sich erwiesen, die Rohre möglichst zeitnah nach dem Bohren zu verpressen.

Die Injektion mit Zementsuspension führt nicht in allen Böden zur Ausbildung von größer - volumigen Körpern, da entsprechend großräumige Poren für eine erfolgreiche Injektion vorhanden sein müssen (vgl. Abbildung 1.10).

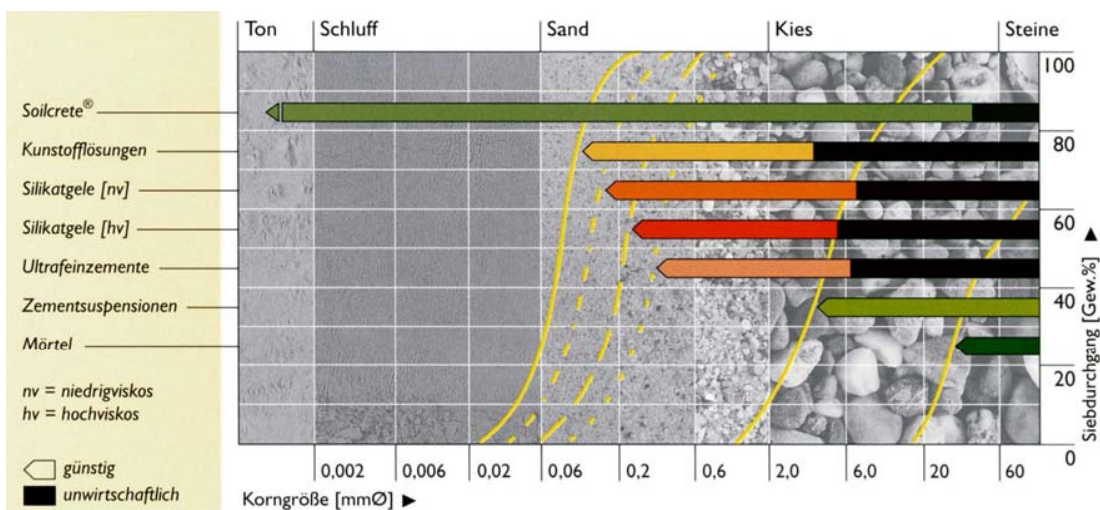


Abbildung 1.10: Anwendungsgrenzen für verschiedene Injektionsmedien im Vergleich zum Düsenstrahlverfahren Typ „Soilcrete“ (s. JACKSTÄDT (2001), Abb. 1-3, S. 13)

Häufig kann festgestellt werden, dass durch die Ausführung der Injektionsmaßnahme nur der Ringraum der Rohre verpresst wird (vgl. Abb. 1.10, bzw. VOLKMANN & SCHUBERT (2006)).

Nichtsdestoweniger ist eine Injektion der Rohre sinnvoll, da dadurch

- der offene Ringspalt sicher verfüllt wird,
- die vorab entspannte Bohrlochrandung wieder überdrückt wird,
- ein steifer Schubverbund zwischen Rohren und Gebirge sichergestellt wird und
- eventuell vorhandene Schwächezonen (z.B. Rollkieslagen) in Lockergesteinsböden verbessert werden können.

Der gängige Bauablauf für die Erstellung von Rohrschirmen unterscheidet sich in Teilen von den Angaben in der PATENTSCHRIFT der Bilfinger & Berger AG:

Der Zeichnung in Abbildung 1.6 zufolge werden die Rohre aus kavernenartigen Vergrößerungen des Tunnelvortriebs heraus gebohrt. Zwischen den einzelnen Kavernen ist der Tunnelquerschnitt von konstanter Größe. Dies erfordert gerade in den ersten Aushubsschritten, dass das wenige Gebirgsmaterial zwischen Rohrschirm und Ausbruchslaibung an Ort und Stelle verbleibt. Bei Lockergesteinsböden kann dies im Normalfall nicht garantiert werden. Außerdem ist die beim Übergang vom Normalprofil zum Kavernenprofil erforderliche sprunghafte Vergrößerung des Ausbruchquerschnitts in den betrachteten Gebirgsarten schwer herstellbar.

Es hat sich deshalb bei Lockergesteinsvortrieben das sog. Sägezahnprofil durchgesetzt, das in Abbildung 1.2 gezeigt wird. Hierbei wird jeder Abschlag bis unter die Rohre abgebrochen, so dass für die Vortriebsmannschaft keine Gefährdung von dem anderenfalls vorhandenen Zwickel zwischen Rohr und Laibung ausgeht. Das Sägezahnprofil bedeutet eine stetige Vergrößerung des Ausbruchprofils, was nicht nur zu mehr Ausbruch und Spritzbetonverbrauch führt, sondern darüber hinaus erfordert, dass die (normalerweise eingesetzten) Vortriebsbögen an die, mit jedem Abschlag veränderte Ausbruchgröße anpassbar sind. Das typische Sägezahnprofil kann nicht nur JODL, ALTINGER, BICHLER, KRIEBAUM & SCHLOSSER (2005), sondern auch SCHMIDT (2007); ACLAIRICY-CAUDRON, DIAS & KASTNER und VOLKMANN & SCHUBERT (2006, 2007) entnommen werden.



Abbildung 1.11: Bohrjumbo (aus GAMSJÄGER & SCHOLZ (2009), Fig. 1, S. 2)

Für das Bohren der Rohrschirme wird meist ein leistungsstarker Bohrjumbo verwendet (s. Abb. 1.11), so die Querschnittsgröße des Tunnels dies zulässt. Andernfalls können auch Ankerbohrgeräte zur Erstellung des Schirms eingesetzt werden. Wegen der geringen Lafettenlänge der Bohrjumbos werden die Rohre in Schüssen von etwa 2 m Länge eingebracht. Die Rohrschüsse werden über Gewindestöße miteinander biegesteif verbunden. Abhängig von der Stoßausbildung ist hierdurch die Tragfähigkeit der Rohre im Bereich der Verbindung begrenzt (vgl. Kapitel 2.1.1).



Abbildung 1.12: Spezialbohrgerät
 (s. <http://www.rodio.ch/site/index.php?site=20&submenu=4>; Stand: Nov. 2011)

Alternativ zum Bohrjumbo stellen einige Spezialbaufirmen (z.B. Fa. Rodio, Schweiz) Bohrgeräte mit langen Lafetten zur Verfügung (s. Abb. 1.12), mit denen Rohre mit Längen von bis zu 16 m am Stück eingebohrt werden können. Auf diese Weise können Rohrschirme aus ungestoßenen Rohren erzeugt werden. Die Geräte verfügen über eine größere Leistungsfähigkeit als Bohrjumbos. Wegen ihrer Spezialisierung haben sie jedoch baubetriebliche Nachteile gegenüber den vielseitig einsetzbaren Bohrjumbos. Die Spezialbohrgeräte werden deshalb seltener eingesetzt

Das Spülwasser der Bohrung wird vor allem für den Transportvorgang des Bohrkleins verwendet, der seinerseits im Bohrrohr erfolgt (vgl. PATENTSCHRIFT (1986), SPANG, HÄRING & SCHILLER (2010)). Gleichzeitig wird der Lochrand durch das Bohrrohr gestützt. Der Bohrvorgang wird deshalb als bergschonend bezeichnet.

Die Bohrabweichung hängt vom vorliegenden Gebirge ab. Sie wird für homogenes Gebirge zu 1 % (vgl. SPANG, HÄRING & SCHILLER (2010)) bzw. 2 % (vgl. MAIDL & STEIN (2002)) angegeben.

1.2.3 IBO-Schirm

Bei IBO-Ankern oder Spießen handelt es sich um selbstbohrende, hohlwandige Gewindestäbe aus Feinkornbaustahl. Wie die Wurzelpfähle oder Rohrpfähle (Rohrschirmrohre) können sie nach EA-PFÄHLE (2007) zur Gruppe der Mikropfähle gezählt werden.

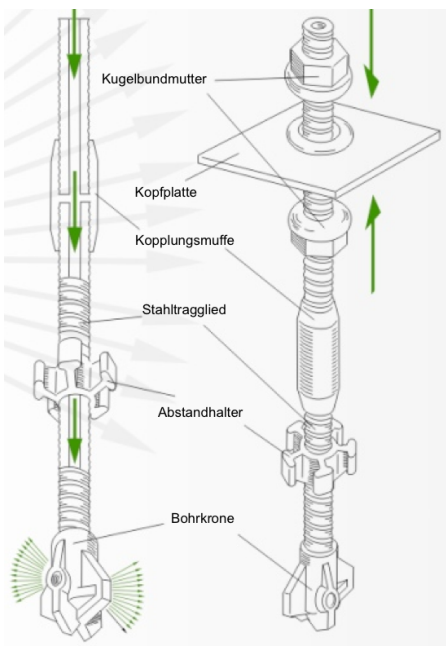


Abbildung 1.13: Bauteile IBO
 (s. THYSSEN KRUPP (2008), S. 5)

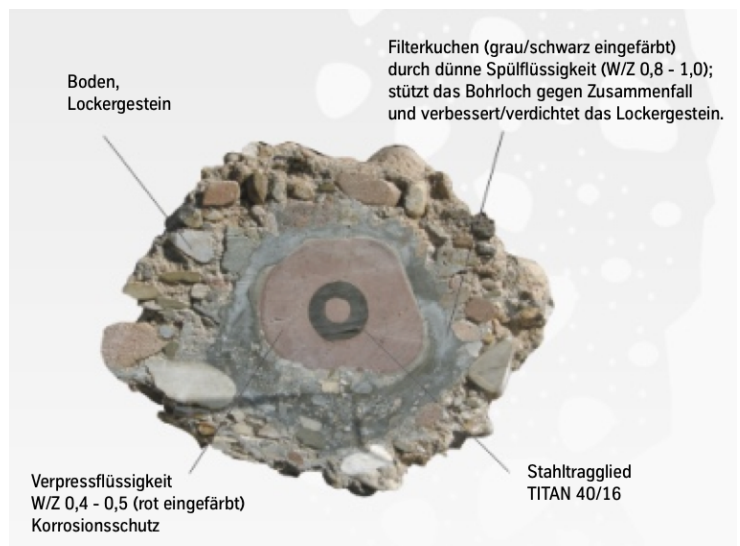


Abbildung 1.14: Querschnitt durch einen erstellten IBO-Anker
 (s. THYSSEN KRUPP (2008), S. 5)

Bei den Stahlgliedern der IBO-Anker sind Außendurchmessern von 30 mm bis 103 mm üblich. Der verwendete Feinkornbaustahl besitzt eine 0,2 % Dehngrenze, die in etwa der Fließgrenze des Betonstahls BSt 500 entspricht. Im Vergleich zu Rohren aus Baustahl S235 oder S355 ergeben sich hierdurch bei gleichen Durchmessern höhere Tragfähigkeiten.

Die Gewindestäbe sind über Muffen miteinander koppelbar. Der zuerst eingebohrte Stab besitzt eine verlorene Bohrkronen an dessen Anfang, die seitliche Spülöffnungen hat. Der Materialtransport wird durch die Spülflüssigkeit in Gang gehalten und erodiert zusätzlich zur Bohrpflanzkronen die Bohrlochwandung.

In standfestem Gebirge kann mit Wasser gespült werden, in nicht standfestem Gestein wird Zementsuspension mit einem w/z-Wert von 0,7 bis 1,0 als Spül- und Stützflüssigkeit eingesetzt. Nach Beendigung der Bohrung wird die Spülflüssigkeit durch Zementsuspension (niedrigeren w/z-Werts von 0,4 - 0,6) verdrängt. Der Durchmesser des Zementsteinkörpers hängt von der verwendeten Bohrkronen und vom Gebirge ab (vgl. Anlage 8).

Zum Einbringen der IBO-Anker können Bohrjumbos und Ankerbohrgeräte verwendet werden. Auch andere Trägergeräte (z.B. Bagger) kommen zum Einsatz, sofern diese mit Bohrlafetten bestückt werden können. Nach ISCHEBECK (2005) beträgt die Bohrabweichung weniger als 1 %. MÄMPEL & FABER (2005) untersuchen die Bohrabweichung an mehreren freigeschachteten Versuchsankern in unterschiedlich stark verwittertem Ton- und Schluffstein und messen je nach Verwitterungszustand des umgebenden Gebirges Bohrabweichungen zwischen 0,5 % und 2,2 % (vgl. MÄMPEL & FABER (2005) S. 10, 11).

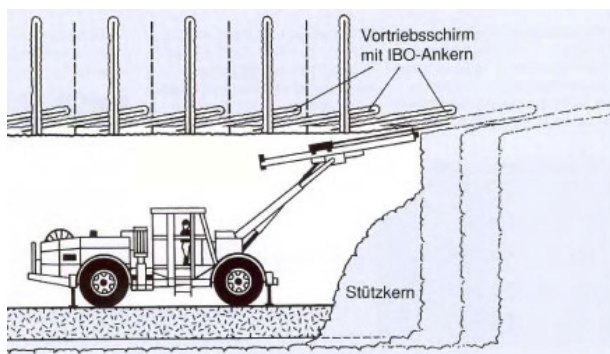


Abbildung 1.15: Verwendung von IBO's als Radialanker und als Spießschirm - Längsschnitt (aus ISCHEBECK (2004), S. 5)

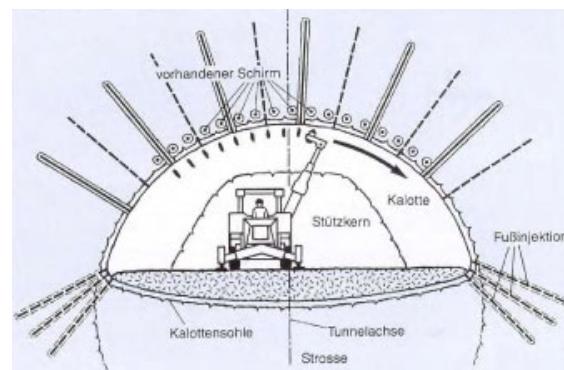


Abbildung 1.16: Verwendung von IBO's als Radialanker, Spießschirme und Fußpfähle - Querschnitt (aus ISCHEBECK (2004), S. 5)

IBO-Anker werden schon seit längerem als radiale Systemanker, kurz vorausseilender Spießschirm (der nach jedem oder jedem zweiten Abschlag erneut gebohrt werden muss), Ortsbrustanker und als Fußpfähle verwendet.

Erst seit kurzem werden IBO-Anker benutzt, um weiter vorausseilende Schirmgewölbe mit Längen von 8 m bis 15 m zu erzeugen. Veröffentlichungen hierzu finden sich bislang wenige.

Die erste Anwendung eines IBO-Schirmgewölbes erfolgte im Jahr 2001 beim „ARA“ Tunnel in der Schweiz. Der Tunnelquerschnitt wurde in sandigem, kiesigem Lockergestein mit geringer Überdeckung zu einer darüberliegenden Kläranlage aufgeföhren (s. ISCHEBECK (2005), S. 2). Im Jahr 2002 wurde ein Teil des Zugangstunnels „Pique“ der Metro Santiago bei der Station „Estacion El Parron“ im Schutz von IBO-Schirmgewölben aufgeföhren (s. ISCHEBECK (2005), S. 3).

Die erste Anwendung in Deutschland erfolgte durch die Firma Bilfinger & Berger AG beim Tunnel „Berghofen“ bei Dortmund in (unterschiedlich zerlegtem) Ton- bzw. Schluffstein (s. ISCHEBECK (2005), S. 3).

Zufolge ISCHEBECK kann durch die Verwendung von IBO-Schirmen etwa ein Drittel der Gesamtkosten eingespart werden, die beim Vortrieb unter Rohrschirm oder anderen geeigneten vorausseilenden Sicherungsmaßnahmen entstehen würden (vgl. ISCHEBECK (2005), S. 4).

Mittlerweile werden auch Injektionsbohranker mit Nachverpressmöglichkeit hergestellt (IBI-Anker der Fa. Alwag vgl. <http://www.alwag.com/de/produkte/ankertechnik/ibi-selbstbohr-anker.html>; Stand Nov. 2011). Bei diesen kann nach Erstellung des Ankers eine Mehrfachinjektion über Spezialmanschetten erfolgen, wodurch der Zementsteinkörper aufgebrochen, sowie aufgeweitet wird und dadurch ein verbesserter Verbund zum umgebenden Gebirge entsteht.

Auch für den IBO-Schirm (oder IBI-Schirm) erscheint es im schwach kohäsiven Lockergestein sinnvoll, beim Vortrieb unter dem geneigten Schirm das Gebirgsmaterial bis zu den Stäben abzutragen, um ein Nachbrechen von Teilen der Firstlaibung und eine damit einhergehende Gefährdung der Vortriebsmannschaft ausschließen zu können.

Das entstehende Überprofil des Sägezahns wird ebenso wie beim Rohrschirm vor Einbau der Innenschale zumeist mit Spritzbeton verfüllt, bis das Regelprofil für den Einbau der Ortbetonschale erreicht ist.

1.2.4 Ableitung wichtiger Merkmale

Aus den Betrachtungen lassen sich wichtige Charakteristika der Verfahren ableiten, die beachtet werden müssen, wenn ein FE-Modell zur Beschreibung des Tragverhaltens erstellt wird:

- Die Geometrie der Schirmgewölbe muss möglichst genau wiedergegeben werden. Hierzu zählt unter anderem der in Tunnellängsrichtung entstehende Sägezahnausbruch.
- Nicht gesichert ist, dass durch die Niederdruckverpressung eine über das direkte Umfeld des Ankers bzw. Rohrs hinausreichende, systematische Gebirgsverbesserung erzielt werden kann. Die Modellierung einer tonnenförmigen, den Ausbruch umgebenden Schale mit erhöhten Materialparametern ist deshalb nicht gerechtfertigt.
- Der stabförmige Charakter der betrachteten Sicherungsmittel muss durch die Wahl einer geeigneten Elementart berücksichtigt werden.
- Die vorausseilenden Sicherungsmittel werden in Kombination mit anderen Sicherungsmitteln wie Ortsbrustanker und Spritzbetonschale eingesetzt. Diese müssen im FE-Modell hinreichend genau abgebildet sein.

1.3 Eingrenzung der Problemstellung und Detaillierung des Vorgehens

Aufgrund der vielfältigen Einsatzmöglichkeiten der IBO- und Rohrschirme entsteht die Notwendigkeit, die Problemstellung weiter einzugrenzen. Als Betrachtungsobjekt für die weiterführenden Untersuchungen wird ein häufig auftretender Vortrieb im Lockergestein ausgewählt.

Folgende Randbedingungen gelten für den Tunnel:

- 1) Der Tunnel liegt in Lockergesteinsböden mit möglichst homogenem Bodenaufbau. Geschichtete Böden werden nicht modelliert. Der Boden liegt in normalkonsolidiertem Zustand vor.
- 2) Der betrachtete Rohrschirmvortrieb liegt inmitten eines Homogenbereiches mit ebener Geländeoberfläche.
- 3) Es handelt sich um einen seicht liegenden Vortrieb mit Überdeckungen von 3 - 30 m.
- 4) Der Tunnelvortrieb wird mit einem Maul- oder Korbbogenprofil getrennt in Kalotte und Strosse / Sohle aufgefahren, wobei der Kalottenvortrieb soweit vorausseilt, dass aus dem nachlaufenden Strossenvortrieb keine zusätzlichen Setzungen im Spritzbetongewölbe des betrachteten, aktuell zur Abschlagssicherung erforderlichen Rohrschirms entstehen.
- 5) Zur Vermeidung von grundbruchartigen Setzungen unter den Kalottenfüßen werden geeignete Maßnahmen getroffen. Im Modell ist hierfür eine Kalottensohle aus Spritzbeton vorgesehen.

Für den modellierten Schirm gilt:

- 6) Es handelt sich um stabförmige Tragglieder, die durch eine zugeordnete Biegesteifigkeit und Dehnsteifigkeit beschrieben werden können.
- 7) Der Schirm wird mit einer geringen Neigung weg von der Tunnelachse gebohrt, wodurch ein sägezahnartiger Vortrieb bei Ausführung von mehreren Schirmen entsteht.
- 8) Das Einbringen der Rohre/ IBO's erfolgt gebirgsschonend mit gestütztem Bohrlochrand.
- 9) Die zugehörige Verpressung mit Zementmörtel stützt den Bohrlochrand und erzeugt einen Schubverbund zwischen Gebirge und Tragglied; sie wird jedoch nicht als gebirgsverbessernde Maßnahme modelliert - insbesondere entstehen keine sich überschneidenden Injektionskörper.
- 10) Der Anfang des Rohrschirms lagert am Spritzbetonrand des vorherigen Abschlags auf.

Mit Kapitel 7 wird untersucht, welche Auswirkungen auf das Tragverhalten der Schirme (bzw. auf die vorher erstellten Prognosemodelle) zu erwarten sind, wenn zumindest einige der oben aufgeführten Einschränkungen entfallen.

Die für die weiteren Untersuchungen gewählte Vorgehensweise ist zusammen mit der Gliederung der Arbeit nachfolgend grafisch dargestellt:

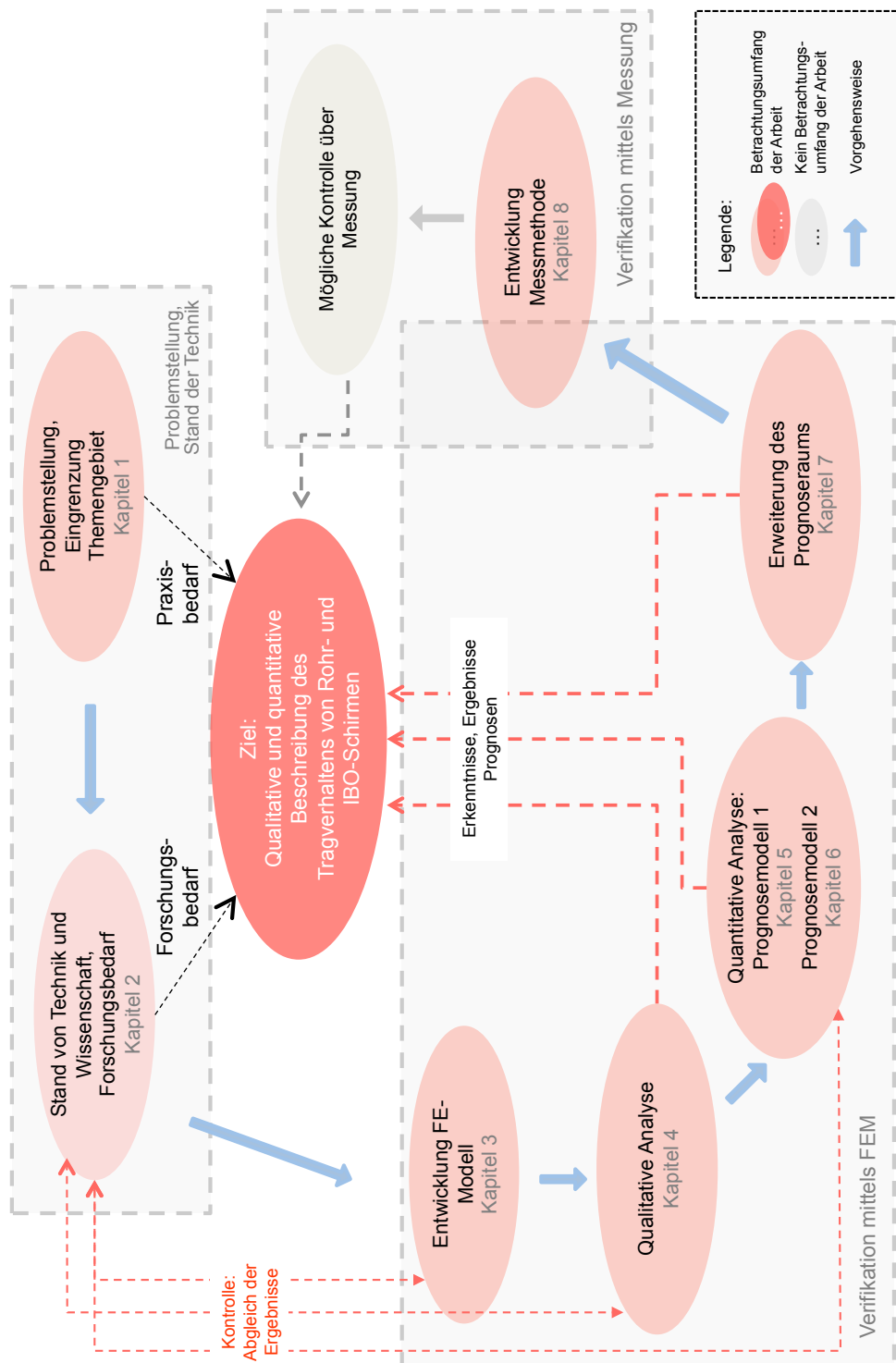


Abbildung 1.17: Schaubild zu Methodik und Gliederung der Arbeit

2 Stand von Technik und Wissenschaft

Nachfolgend wird der aktuelle Erkenntnisstand über das Tragverhalten von Rohr- und IBO-Schirmen dargestellt. Hierbei fällt auf, dass gerade in letzter Zeit häufiger Artikel zu diesem Thema in einschlägigen Fachmagazinen erschienen (vgl. VOLKMANN & SCHUBERT (2006, 2007); WITTKÉ (2009), WITTKÉ & WITTKÉ-GATTERMANN (2007); SPANG, HÄRING & SCHILLER (2010)). Die Aktualität des Themas hängt sicherlich mit den folgenden Umständen zusammen:

- Die Voraussicherung mit Rohrschirmen ist eine relativ junge Bauweise. Das Patent der Bilfinger + Berger Bauaktiengesellschaft stammt aus dem Jahr 1990 (vgl. PATENT-SCHRIFT (1986)).
- Die Sicherung mit Rohrschirmen oder IBO-Schirmen ist wirtschaftlich sinnvoll im Vergleich zu konkurrierenden Techniken wie z.B. dem Pfählen.
- Die Leistungsfähigkeit der FE-Programme und Computer steigt beständig, so dass komplizierte dreidimensionale Analysen auch mit dem PC möglich sind.

Das Ergebnis der durchgeführten Literaturrecherche wird in zwei getrennten Unterkapiteln zu Technik und Forschung dargestellt. Die Übergänge zwischen den beiden Rubriken sind fließend; die Einordnung einiger Artikel mag deshalb willkürlich erscheinen.

An einigen Stellen werden den recherchierten Thesen die Ansichten des Autors gegenübergestellt.

2.1 Derzeitiger Stand der Wissenschaft

Die relevanten vorliegenden Artikel werden in die beiden Bereiche „Forschung anhand von Versuchen und Messungen“ und „Forschung an numerischen Modellen“ unterteilt.

2.1.1 Forschung anhand von Versuchen und Messungen

Gutachten zum Baustellenversuch „Verbundschirm aus Injektionsbohrankern“ von MÄMPEL & FABER (2005)

Für die Friedrich Ischebeck GmbH erstellen MÄMPEL & FABER vom Ingenieurbüro Maidl & Maidl GmbH ein Gutachten zu einem Probeschirm, der mit Injektionsbohrankern Typ TITAN 40/16 und WIBOREX 40/16 erstellt wurde. Neben der „technischen Durchführbarkeit ... [sind] ... Richtungsstabilität beim Bohren ... [und Größe] ... der Verpresskörper, [sowie] Verbundwirkung des Ankersystems“ (s. MÄMPEL & FABER (2005), S. 3) die Untersuchungsziele.

Die Versuchsanker liegen in verschiedenen Gebirgsschichten aus Ton- / Schluffstein unterschiedlichen Verwitterungsgrades und Lockerbereichen mit Zersetzungslehm (vgl. MÄMPEL & FABER (2005), S. 4, 9). An den Ankern werden Zugversuche vorgenommen, sie werden freigeschachtet und der injizierte Zementsteinmantel wird untersucht.

Die Bohrabweichung der gebohrten Anker wird je nach Gebirgsschicht und Richtung zwischen 0,5 % und 2,2 % ermittelt (vgl. MÄMPEL & FABER (2005), S. 10,11).

Die festgestellte Abweichung wird mit dem Grenzkriterium nach DIN EN 1537 8.1.1 (Verpressanker) von 3,3 % verglichen und deshalb als zulässig bewertet (vgl. MÄMPEL & FABER (2005), S.10).

Die festgestellte Dicke der Verpresskörper bewegt sich „... überwiegend zwischen 10 und 12 cm“ (vgl. MÄMPEL & FABER (2005), S.12). Hohlräume oder entfestigte Zonen im Gebirge werden mit Zementleim verfüllt angetroffen.

Die Qualität der freigelegten Injektionskörper wird optisch beurteilt und für „gut“ bis „sehr gut“ (vgl. MÄMPEL & FABER (2005), S.12) befunden. Aus dem Bohrgutrücklauf werden Proben genommen

und daran Druckfestigkeitsprüfungen im Labor durchgeführt. Sie zeigen Mittelwerte von 30 N/mm² bis 53 N/mm² nach 3 bzw. 7 Tagen (vgl. MÄMPEL & FABER (2005), S. 8).

Bezüglich der Verbundqualität wird ein deutlicher Zusammenhang zur Gebirgsfestigkeit erkannt:

Je besser die Qualität des umgebenden Bodens / Felses, umso besser gestaltet sich der Verbund zwischen Zementstein und Bohrlochrand (vgl. MÄMPEL & FABER (2005), S.13). Weil die ersten 78 cm des Ankers mit Führungsrohr eingebohrt sind, ist hier der Verbund Gebirge – Zementstein – Führungsrohr sehr gering.

An den im angewitterten Ton- / Schluffstein liegenden, 4 bis 7 m langen Ankern Nummer 11 bis 13 werden Zugversuche durchgeführt. Die aufnehmbaren Schubkräfte liegen zwischen 104 kN/m und 139 kN/m (vgl. MÄMPEL & FABER (2005), S. 13,14) bezogen auf die verpresste Ankerstrecke ohne Führungsrohr.

Im Anschluss an die Versuche werden theoretische Überlegungen zum Tragverhalten der IBO-Schirme angestellt:

- Angeführt wird eine „Wirkung als Bewehrung des den Vortrieb unmittelbar überlagernden Gebirges“ (vgl. MÄMPEL & FABER (2005), S.16 f.), welche zu einer Wechselbelastung aus Druck und Zugnormalkraft in IBO führt. Hierbei wird angenommen, dass der durch Gebirgsbewehrung gestützte Bereich vom Beginn des Abschlags bis vor den Ortsbrustgleitkeil reicht (vgl. MÄMPEL & FABER (2005), Bild 1a, S. 17).
- Außerdem wird unterstellt, dass sich eine Verbesserung der „Gewölbewirkung ... quer zum Tunnel“ (s. MÄMPEL & FABER (2005) S.19) einstellt. Sie beruhe auf der durch die „... Verpressung verbesserte[n] Kohäsion ...“ (s. MÄMPEL & FABER (2005), S.19).
- Zusätzlich erfolge eine „Lastübertragung über die Biegesteifigkeit eines Rohrschirms“ (s. MÄMPEL & FABER (2005), S. 21). Deren Anteil an der Gesamttragwirkung hänge aber von der Stützung der Ortsbrust ab, weil durch ungestützte Bereiche die Spannweite des Rohres vergrößert würde.

Die aufgeführten Thesen werden mit Skizzen zum betrachteten Lastabtrag und beispielhaften Berechnungen von MÄMPEL & FABER (2005) dargestellt.

Im Vorgriff auf die folgenden Kapitel soll kurz zu den Thesen zum Tragverhalten der Schirme Stellung genommen werden:

Zu These a):

Die Wechselbelastung aus Druck und Zug in der Axialkraft eines Schirmrohres oder IBO's wird durch die numerischen Untersuchungen dieser und anderer Arbeiten bestätigt. Der im Modell von MÄMPEL & FABER (2005) zu sichernde Bereich von Abschlag und Ortsbrustgleitkeil erscheint jedoch zu groß gewählt.

Eine Sicherung der Ortsbrust wird sich durch die Untersuchungen der folgenden Kapitel nicht nachweisen lassen.

Zu These b):

Nach Meinung des Autors bzw. auch nach den Untersuchungen von VOLKMANN & SCHUBERT (2006) kann von einer relevanten Verstärkung des Gewölbes quer zur Tunnellängsachse nur ausgegangen werden, wenn sich die Injektionskörper der einzelnen Anker überschneiden (wie im Extremfall bei einem DS-Schirm gegeben), ansonsten werden immer Biegemomente oder Axialkräfte in den Rohren / IBO's aktiviert, was aber einer Tragwirkung längs der Tunnelachse entspricht (vgl. auch numerische Untersuchungen von BRANDL (2005)).

Zu These c):

Die Lastübertragung über Biegung kann durch mehrere Forschungsarbeiten belegt werden (s. ACLAIRICY-CAUDRON, DIAS & KASTNER und VOLKMANN & SCHUBERT (2006)), so auch durch die hier vorliegende. Die Größe der Biegemomentenbelastung der Rohre hängt dabei u.a. von der Eigensteifigkeit der Schirme ab. Eine Überspannung des Ortsbrustgleitkeils kann durch diese Arbeit nicht bestätigt werden.

In situ Messung der Biegeverformung an Rohrschirmen von VOLKMANN & SCHUBERT

Von VOLKMANN & SCHUBERT wurden die Rohrschirmvortriebe zweier Tunnel mit Ketteninklinometern ausgestattet und damit die Biegeverformung der Firstrohre aufgezeichnet. Einer der beiden Tunnel ist der „Birgltunnel“ in Österreich. Beim zweiten Tunnel handelt es sich um den „Trojanetunnel“ in Slowenien (vgl. VOLKMANN (2004)).

Die Messungen sind die einzigen dem Autor bekannten Ergebnisse, die in situ direkt an einem Rohrschirm bei laufendem Vortrieb durchgeführt wurden.

Die Ergebnisse werden von VOLKMANN & SCHUBERT in mehreren Artikeln veröffentlicht, von denen im Rahmen dieser Arbeit nur auf die (nach Meinung des Autors) relevanten Veröffentlichungen in Bezug auf das Thema eingegangen wird. In Kapitel 4 werden die Messungen von VOLKMANN & SCHUBERT in qualitativer Hinsicht mit den im Rahmen dieser Arbeit errechneten Biegelinien verglichen.

Auf den von VOLKMANN bzw. VOLKMANN & SCHUBERT verwendeten Messaufbau wird in Kapitel 8 eingegangen.

Bei beiden Tunneln handelt es sich um Felsvortriebe. Die Rohrschirme kommen bei der Querung von Störzonen zum Einsatz, die zum Teil aus kataklastisches Material bestehen (vgl. VOLKMANN (2004), S. 2).

Während beim „Birgltunnel“ der Rohrschirm als verrohrte Bohrung (mit verlorener Teilbohrkrone) installiert wird und er darin den in dieser Arbeit betrachteten Schirmen gleicht, wird beim „Trojanetunnel“ ein weniger schonender Installationsprozess gewählt: Es wird zunächst - vergleichbar mit dem Einbau eines SN-Ankers - ein Bohrloch (mit wassergespülter Bohrung) erzeugt. Erst anschließend wird ein Rohr in das Loch eingedrückt. Mehrfach kommt es hierbei zu Verbrüchen von Bohrlochern, die erst nachgebohrt werden müssen, bevor es schließlich gelingt ein Rohr einzuführen (vgl. VOLKMANN (2004), S. 4 ff.). Der Rohrschirm des „Trojanetunnel“ wird nach oder bei Installation des Rohres mit Zementsuspension verfüllt (s. VOLKMANN (2004), S. 4).

Mit Hilfe des installierten Ketteninklinometers gelingt es den Autoren, den Einfluss des unterschiedlichen Installationsprozesses bei den betrachteten Projekten aufzuzeigen:

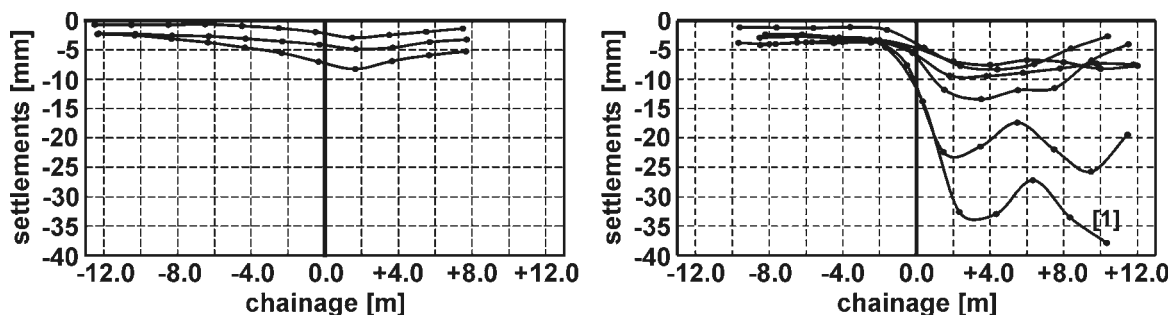


Abbildung 2.1: vertikale Rohrverformung bei der Installation von unterschiedlich ausgeführten Rohrschirmen - links „Birgltunnel“, rechts „Trojanetunnel“ (s. VOLKMANN (2004), Figure 4, S. 4)

Die in Abbildung 2.1 linksseitig gezeigte Verformungskurve entsteht beim Bohren des Rohrschirms des „Birgltunnels“. Hier kommen selbstbohrende Rohre mit verlorener Teilbohrkrone (System

ALWAG) zum Einsatz, wie sie auch in der PATENTSCHRIFT (1986) beschrieben werden. Maximal ergeben sich Verformungen von etwa 8 mm.

Rechts daneben wird die Verformungskurve gezeigt, die beim Bohren des Rohrschirms des „Trojanetunnels“ entsteht. Die Bohrlöcher werden vorab unverbohrt erstellt. Erst anschließend werden die Rohrschirmrohre in die Bohrlöcher eingeführt. Mehrmals muss nachgebohrt werden, weil Bohrlöcher kollabieren (vgl. VOLKMANN (2004) S. 5). Es ergeben sich Verformungen von bis zu 37 mm.

Die von VOLKMANN bzw. von VOLKMANN & SCHUBERT veröffentlichten Messungen von möglichen installationsbedingten Verformungen werden zum Anlass genommen, um in Kapitel 7 deren Auswirkungen auf die Rohrschirmschnittgrößen zu untersuchen.

Mit den Ketteninklinometern werden während des laufenden Vortriebs die Auswirkungen des Aushubschritts auf die Biegung des Rohrschirms gemessen.

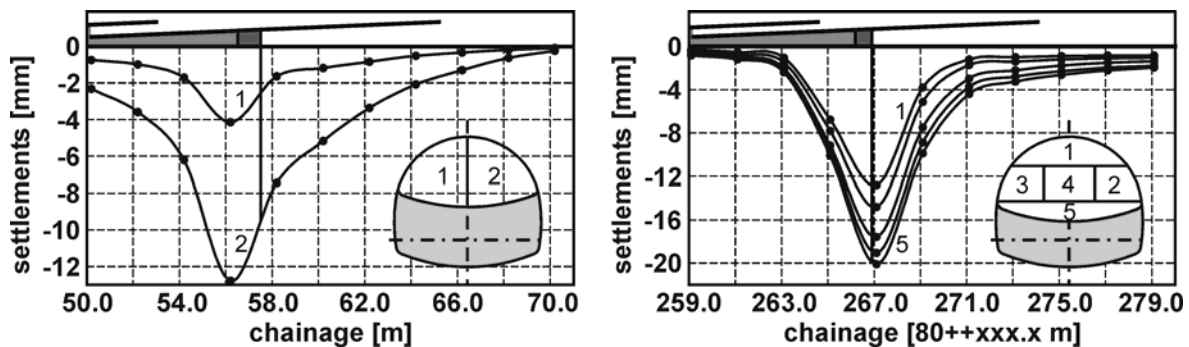


Abbildung 2.2: Biegeverformung der gemessenen Rohre aufgrund eines Abschlags im Tunnel - dargestellt für den Birgltunnel (links) und den Trojanetunnel (rechts) (s. VOLKMANN (2004), Fig. 3, S. 3)

Es wird aufgezeigt, dass sich die Biegelinien der einzelnen Abschläge zu einer Gesamtverformung des Rohres addieren. Die von VOLKMANN für den „Trojanetunnel“ veröffentlichte Gesamtbiegelinie (s. u.a. VOLKMANN (2004), Figure 5, S. 5) des gemessenen Rohres wird in Kapitel 4 vorgestellt und diskutiert.

Darüber hinaus werden von VOLKMANN Zeitsetzungskurven am Rohrschirm gemessen. Deutlich können hierin die Einflüsse der Konstruktions- bzw. Vortriebsschritte auf die gemessenen Verformungen ausgemacht werden (vgl. VOLKMANN (2004), S. 3):

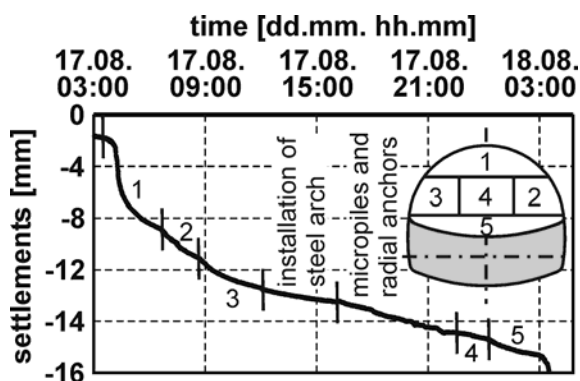


Abbildung 2.3: Einfluss des Vortriebs auf die Firstverformung (s. VOLKMANN (2004), Fig. 1 Seite 3)

Aufgrund der Messergebnisse wird ein qualitatives Tragmodell für Rohrschirme entwickelt und beschrieben (vgl. VOLKMANN (2004), S. 5 f.). Der Rohrschirm wird dabei als Tragelement betrachtet, das Gebirgslasten über den Abschlag hinweg Richtung Spritzbeton und Gebirge vor der Ortsbrust

abträgt („... the loads are transferred to both foundations – the rock mass ahead of and the support behind the face ...“ s. VOLKMANN (2004), S. 5 unten). Auch die axiale Belastung der Rohre wird beschrieben; sie resultiere aus einer Behinderung der Verformung („... decrease of relaxation ...“ s. VOLKMANN (2004), S. 5 unten) der Ortsbrust.

Diese von VOLKMANN beschriebene Tragwirkung wird sich im Laufe der vorliegenden Arbeit bestätigen (vgl. u.a. Kapitel 4).

Von VOLKMANN wird mehrmals ein „face support“ durch die Rohrschirme angesprochen (vgl. VOLKMANN (2004), S. 5 unten). Falls damit eine Erhöhung der Stabilität der Ortsbrust gemeint ist, so kann diese zumindest für die in dieser Arbeit betrachteten Lockergesteinsböden nicht bestätigt werden (s. Kapitel 4). In späteren Arbeiten von VOLKMANN (s. VOLKMANN & SCHUBERT (2006)) wird diese Aussage ebenfalls eingeschränkt bzw. revidiert (vgl. Kap. 2.1.2). Den Setzungsmessungen werden numerische Berechnungsergebnisse gegenübergestellt (vgl. Kapitel 2.1.2).

Belastungsversuche an Rohrschirmrohren von VOLKMANN & SCHUBERT (2008)

An Rohrschirmrohren mit Außendurchmessern d_N 114,3 mm und Wandstärken von 6,3 mm werden von VOLKMANN & SCHUBERT (2008) Belastungstests als Biegeversuche am zementverfüllten Rohr durchgeführt.

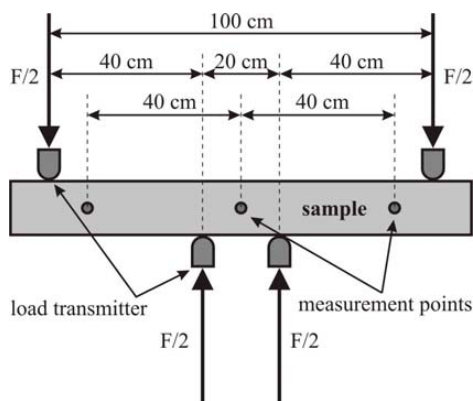


Abbildung 2.4: Aufbau Biegeversuch

(s. VOLKMANN & SCHUBERT (2008), Figure 6, S. 7)

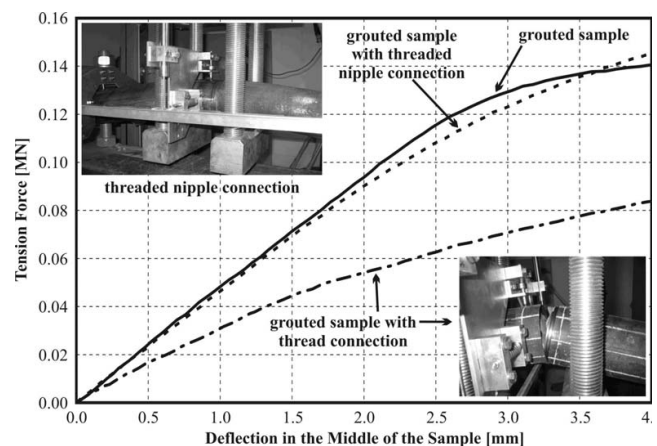


Abbildung 2.5: Ergebnis Biegeversuch

(s. VOLKMANN & SCHUBERT (2008), Figure 8, S.8)

Die Rohre werden als Einfeldträger mit zwei Einzellasten getestet (vgl. Abb. 2.4). Bei einer Versuchsreihe werden die Rohre so gedreht, dass die Injektionsbohrungen auf Ober- und Unterseite des Rohres im Bereich des größten Momentes liegen. Jedoch zeigt sich keine wesentliche Abnahme der Querschnittstragfähigkeit.

In einer zweiten Versuchsreihe werden mit Injektionsgut verfüllte Rohre belastet, von denen einige in Feldmitte unterschiedlich gearbeitete Rohrstöbe haben (s. Abb. 2.5). Es zeigt sich, dass Rohre mit Schraubstoß (strichpunktierte Linie in Abb. 2.5) wesentlich weicher reagieren als ungestoßene Rohre (durchgezogene Linie in Abb. 2.5) und nur etwa halb soviel Traglast erreichen. Aufgrund der Versuche wird von Fa. ALWAG eine neue Verbindungsart der Rohre erarbeitet („thread nipple connection“), deren Traglast etwa der des ungestoßenen Rohres entspricht (strichlierte Kurve in Abb. 2.5). Die Verbindungsart wird nicht näher erläutert.

Eine Nachrechnung (des Autors) zum Versuchsaufbau ergibt für das ungestoßene Rohr ein aufnehmbares Moment von $M_{Rk} = 28$ kNm am Lastplateau. Mit der zulässigen Fließspannung von $f_{yk} = 35,5$ kN/cm² für Stahl S355JR beträgt die rechnerische Querschnittstragfähigkeit des Stahlquerschnitts $M_{pl,Rk} = 26,1$ kNm. Die Laststeigerung, die im Versuchsaufbau durch die Zementverfüllung erreicht wird, ist - wenn vorhanden - also mit etwa 10 % als gering zu bewerten, da Streuungen in der Fließgrenze sowie die Verfestigung des Stahls vor der Bruchgrenze berücksichtigt werden

müssen. Die für das Rohr verwendete Stahlgüte wird von VOLKMANN & SCHUBERT (2008) nicht beschrieben.

Versuche, theoretische Überlegungen und Nachrechnung mittels PFC Methode zur Gewölbebildung des Gebirges zwischen den Rohren in Diplomarbeiten von STÖCKL (2002) und SCHMID (2003)

Unter der Betreuung von Herrn Dipl.-Ing. Volkmann entstanden am Institut für Felsmechanik und Tunnelbau der TU Graz von Prof. Schubert mehrere Diplomarbeiten zum Thema Rohrschirme. Die beiden oben aufgeführten Arbeiten befassen sich mit der Gewölbebildung des Gebirges zwischen den Rohrschirmrohren, bzw. mit dem maximal möglichen Abstand von Rohrschirmrohren, um ein Auslaufen von Bodenmaterial zwischen den Rohren zu vermeiden. Die Diplomarbeiten werden im Folgenden nur kurz vorgestellt, da sie das eigentliche Thema dieses Berichts nur tangieren.

STÖCKL und SCHMID beschreiben die Ausführung von sog. „Base-Friction-Versuchen“, bei denen mit einem horizontalen Reibungsband die Wirkung der Gravitationskraft nachgestellt wird und die darauf installierte Bodenprobe mit der künstlichen, horizontalen Gravitationskraft belastet wird.

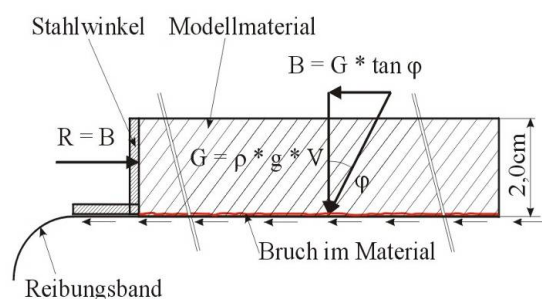


Abbildung 2.6: Kräftezustand am Base-Friction-Versuch (s. STÖCKL (2002), Bild 5, Seite 15)

Mit dem Gerät wird das sich einstellende, kleinräumige Gewölbe von schwach kohäsiven Böden zwischen den einzelnen Rohren eines Rohrschirms nachgestellt. Es wird der maximal mögliche Rohrabstand für unterschiedliche Sand / Öl - Gemische ermittelt, bei dem kein Ausfließen zwischen den Rohren erfolgt (vgl. SCHMID (2003), S. 17 ff.).

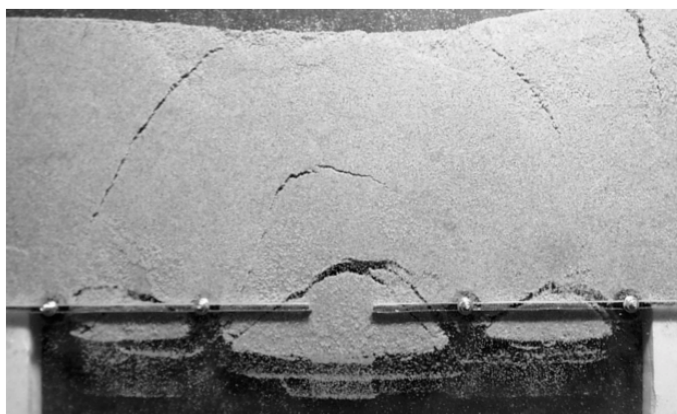
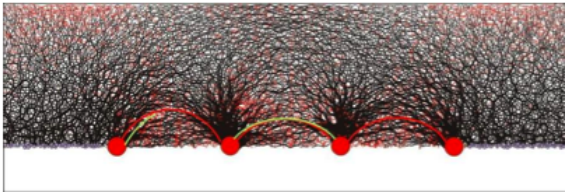


Abbildung 2.7: Base Friction Versuch zur Gewölbebildung schwach kohäsiver Sande (s. SCHMID (2003), Abbildung 16, S. 19)

Die experimentellen Arbeiten werden durch numerische und analytische Berechnungen zum betrachteten Problem ergänzt.

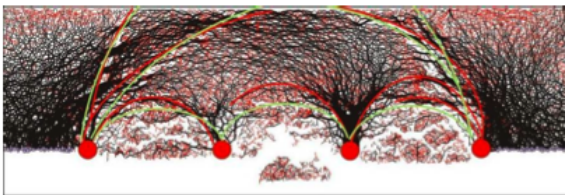
STÖCKL stellt die Experimente mit Particle-Flow-Code (PFC) -Berechnungen nach und kann hieraus generelle Beobachtungen zum Bruchvorgang ableiten. So fasst er zusammen, dass die „ersten Brüche immer ... [bei einer] ... Spannungskonzentration in der Kontaktfläche von Material und Rohr [entstehen, wovon] ... sich domartige Ausbrüche zwischen benachbarten Rohren [ausbilden], die zu einem Systemversagen führen können“ (s. STÖCKL (2002), S. 59).



**Bild 47: Rohrabstand
12cm, Kontaktkräfte**

Reibungswinkel:
 $\varphi = 45^\circ$

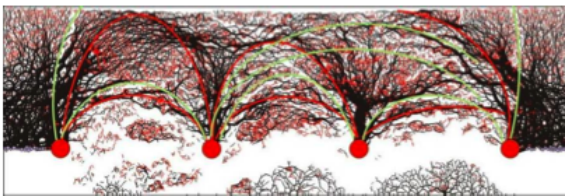
Kontaktfestigkeiten:
 $F_n = F_s = 4,5 \text{ N}$



**Bild 48: Rohrabstand
14cm, Kontaktkräfte**

Reibungswinkel:
 $\varphi = 45^\circ$

Kontaktfestigkeiten:
 $F_n = F_s = 4,5 \text{ N}$



**Bild 49: Rohrabstand
16cm, Kontaktkräfte**

Reibungswinkel:
 $\varphi = 45^\circ$

Kontaktfestigkeiten:
 $F_n = F_s = 4,5 \text{ N}$

Abbildung 2.8: PFC Berechnungen zum maximal möglichen Abstand von Rohren

(s. STÖCKL (2002), Bilder 47 bis 49, S. 50)

SCHMID (2003) ergänzt die Arbeiten um theoretische Überlegungen zum maximalen Abstand der Rohre. Seine Ausführungen basieren auf den sog. „Schüttgutfunktionen“ von Jenike, mit denen sich prognostizieren lässt, welche Mindestöffnung für ein Silo bei gegebenem Schüttgut erforderlich ist (vgl. SCHMID (2003), S. 20 ff.).

Als zweiter Ansatz werden die aus dem Tunnelbau stammenden Gleichungen für dom- bzw. kaminartige Niederbrüche von Federer auf die Gewölbebildung zwischen Rohren übertragen. Auch hieraus werden Bemessungstabellen entwickelt (vgl. SCHMID (2003), S. 27 ff.).

Die entwickelten Bemessungsdiagramme werden von SCHMID (2003) mit unterschiedlichen Bodenarten auf Plausibilität untersucht. Es ergeben sich maximale Rohrabstände von etwa 60 cm bis 65 cm für rollige Böden und solche von 70 cm bis 88 cm für bindige Böden (vgl. SCHMID (2003), S. 55).

2.1.2 Forschung an numerischen Modellen

Zweidimensionale FE-Berechnungen von STIEBER (2001)

Die Auswirkungen von Rohrschirmen auf den Reststeifigkeitsfaktor α von zweidimensionalen Finite-Element-Modellen untersucht STIEBER (2001) an Querschnitten des Tunnels „Stammham“ der Neubaustrecke Nürnberg – München.

Anhand von zwei Tunnelquerschnitten, von denen einer unter einer Rohrschirmdecke vorgetrieben wurde, der Andere jedoch nicht, werden vergleichende Berechnungen durchgeführt, mit denen auf den Reststeifigkeitsfaktor α der Rohrschirmstrecke geschlossen wird. Möglich ist dies, weil beide betrachteten Querschnitte in ähnlichen geologischen Verhältnissen liegen und außerdem messtechnisch überwacht wurden. Für Ihre Betrachtungen kalibriert STIEBER zunächst Bodenparameter und Vorentspannungswerte der zweidimensional berechneten Ortsbrust innerhalb für sinnvoll erachteter Grenzen. Kriterium für die Kalibrierung sind die vor Ort gemessenen Firstsetzungen.

Mit den ermittelten Bodenparametern wird nun der zweite, im Rohrschirmbereich liegende Querschnitt untersucht. Der α -Wert der Ortsbrust wird an diesem Querschnitt solange angepasst, bis sich die vor Ort gemessenen Verformungen einstellen. Nach STIEBER (2001) kann der α -Wert für den Querschnitt mit Rohrschirmschutz verdoppelt werden, im Vergleich zu dem Querschnitt ohne Rohrschirm (vgl. STIEBER (2001) S. 73).

„Das Problem ... [der Untersuchung]“, wie STIEBER (2001) auf S. 39 schreibt, liegt darin, dass die beiden Querschnitte, die für den Vergleich zur Verfügung stehen, außer dem Rohrschirm noch andere Unterschiede in der Konstruktion aufweisen. So wird der eine Querschnitt mit Sohlgewölbe erstellt, während der andere Querschnitt nur über eine Sohlplatte verfügt.

Das Ergebnis der Untersuchung erscheint vor diesem Hintergrund wenig belastbar.

Zwei- und Dreidimensionale FE-Berechnung von ACLAIRICY-CAUDRON, DIAS & KASTNER

Die oben genannten Autoren untersuchen das Tragverhalten von Rohrschirmen am Beispiel eines Felstunnels bei Besançon.

Durchgeführt werden sowohl zweidimensionale als auch dreidimensionale Berechnungen mit dem Programm CESAR-LCPC. Das Gebirge wird ideal elastisch – ideal plastisch mit dem Mohr'schen Bruchkriterium berechnet. Das Modell wird unter Berücksichtigung des charakteristischen Sägezahns erstellt. Der Tunnelvortrieb wird mit der step-by-step Methode nachgebildet, bei welcher im Gegensatz zum sog. Umspeicher- oder Iterationsverfahren die Ortsbrust schrittweise weiter in das erstellte FE-Modell vorgetrieben wird (s. auch Kap. 3.2.1). Die Wirkung von Ortsbrustankern wird im Modell als erhöhte Kohäsion im Gebirge vor der Ortsbrust berücksichtigt.

Bei dem vorhandenen Gebirge gelingt auch eine Berechnung des Tunnelvortriebs, ohne dass ein Rohrschirm die Ausbruchslaubung schützt.

Es werden die Firstsetzungen mit und ohne Rohrschirm verglichen. Nach den Berechnungen von ACLAIRICY-CAUDRON, DIAS & KASTNER ergeben sich rechnerische Unterschiede in der Größe von etwa 3 mm:

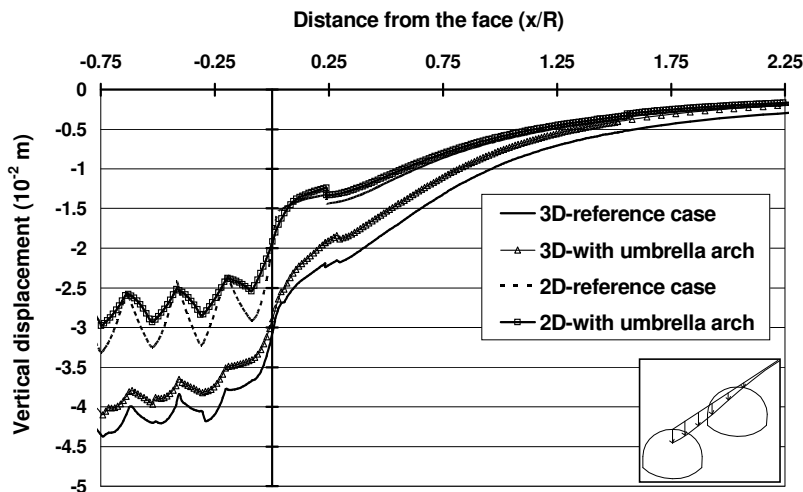


Abbildung 2.9: Vertikalverschiebung der Firste in Abhängigkeit vom Abstand zur Ortsbrust
 (s. ACLAIRICY-CAUDRON, DIAS & KASTNER, Figure 13, Seite 7)

Die Autoren schließen hieraus, dass die Verformungsreduktion durch den Einsatz von Rohrschirmen nur gering ist.

Neben den Verformungen werden auch die Schnittgrößen der Rohre betrachtet. Die maximalen Schnittgrößen ergeben sich im Modell etwa 4,5 m hinter der Ortsbrust, d.h. weit im Bereich des mit Spritzbeton gesicherten Tunnels.

Tabelle 2.1: Maximale Schnittgrößen der Rohre

(s. ACLAIRICY-CAUDRON, DIAS & KASTNER, Table 5, Seite 7)

Parameter	Wert
„Normal stress“	-3,4 MN
„Tangential stress T_y “	-0,1 MN
„Tangential stress T_z “	0,15 MN
„Bending moment M_y “	0,03 MNm
„Bending moment M_z “	0,02 MNm

Neben dem Biegemoment wird auch eine Normalkraft („Normal stress“, s. Tabelle 2.1) angegeben.

Die von ACLAIRICY-CAUDRON, DIAS & KASTNER vorgestellten Rohrschnittgrößen werden vom Autor mit der Tragfähigkeit der Rohre verglichen. Die von ACLAIRICY-CAUDRON, DIAS & KASTNER errechneten und in Tabelle 2.1 präsentierten Schnittgrößen liegen weit über den aufnehmbaren Werten der verwendeten Rohre mit Außendurchmessern von d_N 88 mm, wie eine Vergleichsrechnung zeigt:

Für Stahl S355JR ergibt sich eine plastische Normalkraft von $N_{pl,Rd} \approx 770$ kN [errechnet werden: $INI = 3400$ kN vgl. Tabelle 2.1] und ein (elastisch) aufnehmbares Biegemoment von $M_{el,Rd} \approx 14$ kNm [errechnet werden: $M = \sqrt{(30^2 + 20^2)} = 36,1$ kNm vgl. Tabelle 2.1].

Berechnungen nach der Finiten-Differenzen-Methode zum Vergleich von IBO-Schirmen und Rohrschirmen von BRANDL (2005)

Im Auftrag der Ischebeck GmbH erstellt Johann BRANDL vom Ingenieurbüro Geoconsult ZT GmbH eine Berechnung zum Vergleich von unterschiedlichen IBO-Schirmen und eines Rohrschirmvortriebs am Beispiel des Projekts „Metro Santiago, Tunnel de Acceso Pique Estacion, El Parron“.

Die numerischen Untersuchungen werden mit dem Programm FLAC 3D durchgeführt, das nach der Methode der Finiten Differenzen arbeitet.

Als dreidimensionales Modell wird der Kalottenvortrieb des Tunnels unter 3 IBO bzw. Rohrschirmen abgebildet. Wie bei anderen Untersuchungen auch wird nach der step-by-step Methode ausgehoben (vgl. Kapitel 3). Die Netzdichte steigert sich zum betrachteten Mittelteil des Modells. Der Schirm am Modellbeginn wird mit 2 Rechenschritten erfasst, wobei der erste 12 m Ausbruch umfasst; für den betrachteten zweiten Schirm werden 11 Abschlüsse mit je 1 m berechnet.

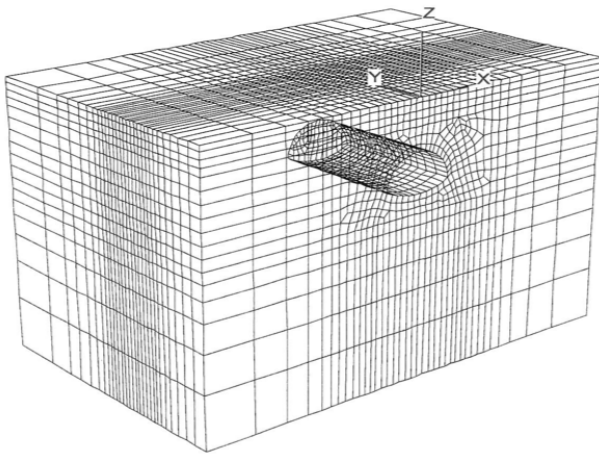


Abbildung 2.10: 3d Modell „Tunnel de Acceso“

(s. BRANDL (2005), Fig. 1, Seite 5)

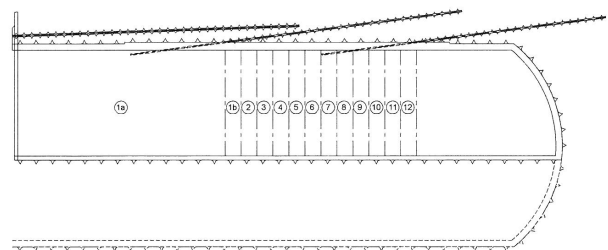


Abbildung 2.11: Rechenschritte

(s. BRANDL (2005), Fig. 2, Seite 6)

Die Spritzbetonschale wird mit linear elastischen Schalenelementen aufgebaut, die Rohre bzw. IBO's werden aus „pile elements“ (vgl. BRANDL (2005), S.4) erzeugt, die sowohl Normalkraft als auch Biegung übertragen können.

Das Gebirge wird mit Kontinuumselementen modelliert. Als Stoffmodell wird Mohr-Coulomb für die Beschreibung des Gebirges gewählt. Für das Gebirge werden drei verschiedene Schichten angegeben – es bleibt jedoch offen, in welcher Schicht der Tunnel liegt, bzw. wie die Schichtung im Modell verteilt ist. Der Reibungswinkel der Böden schwankt zwischen

$\varphi = 25^\circ$ und $\varphi = 37^\circ$. Die Kohäsion zwischen $c = 0 \text{ kN/m}^2$ und $c = 26 \text{ kN/m}^2$. Der E-Modul des Bodens wird tiefenabhängig angenommen und schwankt zwischen $E = 10000 \text{ kN/m}^2$ und

$E = 50000 \text{ kN/m}^2 \cdot z^{0,6}$ (mit tiefenabhängiger Ordinate z). Der Spritzbeton wird mit einem geringen Elastizitätsmodul von $E_{\text{SPB}} = 10000 \text{ MN/m}^2$ versehen.

Die Berechnung des Modells erfolgt zur Simulation von IBO-Schirmen mit unterschiedlichen Stabdurchmessern. Der Zementsteinmantel der IBO's wird dabei als Erhöhung der Kohäsion der gesamten Schicht betrachtet, in der die Sicherungselemente zu liegen kommen („... an „equivalent cohesion“ of the ground layer in which the grouted pipes are emdedded ...“ (s. BRANDL (2005), S. 9)). Die äquivalente Kohäsion der Schicht wird je nach IBO- Durchmesser und -Abstand zwischen $c = 31 \text{ kN/m}^2$ und $c = 100 \text{ kN/m}^2$ errechnet.

Nach Ansicht des Autors gibt dieses Vorgehen das tatsächliche Tragverhalten eines IBO-Schirms nur wieder, wenn sich die Injektionskörper überschneiden, so dass ein räumliches Tragverhalten bzw. eine Gewölbebildung um den Tunnelquerschnitt möglich ist. Bei den von BRANDL (2005) zugrunde gelegten IBO-Abständen von $a = 30$ cm bis $a = 45$ cm erscheint dies auch bei optimistisch abgeschätztem Injektionskörperdurchmesser von 13,5 cm bis 19,5 cm (vgl. BRANDL (2005), S.8) nicht realitätsnah.

Die IBO's selbst werden als Stäbe modelliert. Berücksichtigt wird der Querschnitt des Stahlzuggliedes. Zwischen Pfahl- und Bodenelementen sind Kontaktelemente vorhanden, die bei Schubkräften von $T_{MAX} = 56$ kN/m bis $T_{MAX} = 81$ kN/m (vgl. BRANDL (2005), S.7) je nach IBO bzw. Bohrdurchmesser zu fließen beginnen. Die Grenzschubkräfte werden in keiner Berechnung annähernd erreicht.

Als Vergleich zu den IBO-Schirmen wird ein Rohrschirm untersucht. Die Rohre werden in ihrer Steifigkeit inklusive Zementsteinfüllung berücksichtigt (vgl. BRANDL (2005), S.13), obwohl diese durch die später errechnete, wechselnde Normal- und Biegebelastung der Rohre sicherlich gerissen vorliegt und damit nur in Teilen zur Biegesteifigkeit des Schirmes beiträgt (Anmerkung des Autors). Der Wandreibungswinkel zwischen Rohren und umgebendem Gebirge wird auf $\delta = 12^\circ$ limitiert (vgl. BRANDL (2005), S.13). Im Gegensatz zur Berechnung der IBO's wird keine „Bodenverbesserung“ der angrenzenden Schichten berücksichtigt.

Es werden die errechneten Verformungen an der Geländeoberfläche und der Tunnelfirste verglichen:

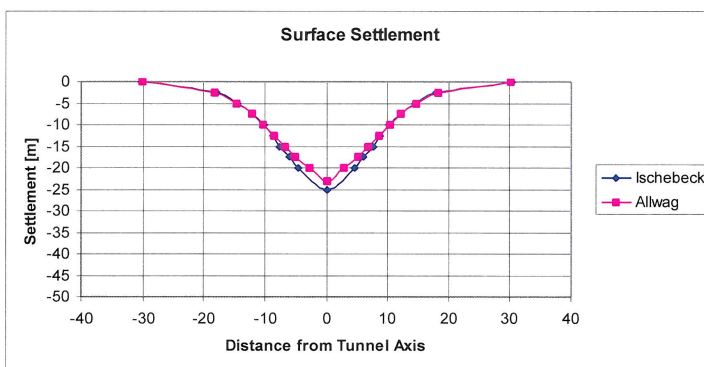


Abbildung 2.12: Vergleich der Oberflächensetzung für IBO-Schirm und Rohrschirm (s. BRANDL (2005), Fig. 8, S. 13)

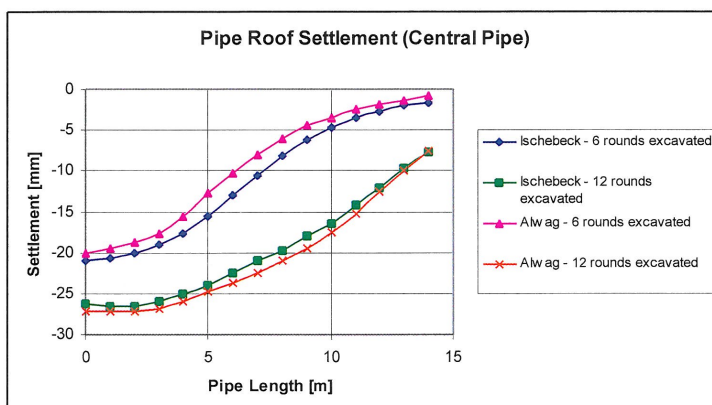


Abbildung 2.13: Vergleich der Setzungen an Tunnelfirste für IBO-Schirm und Rohrschirm nach 6 bzw. 12 Aushubschritten (s. BRANDL (2005), Fig. 9, S. 14)

Die Setzungen zeigen nur minimale Unterschiede für die unterschiedlichen Schirmarten (vgl. Abb. 2.12 und 2.13).

Neben den Verformungen werden Normalkräfte der Rohre und IBO's gegenübergestellt:

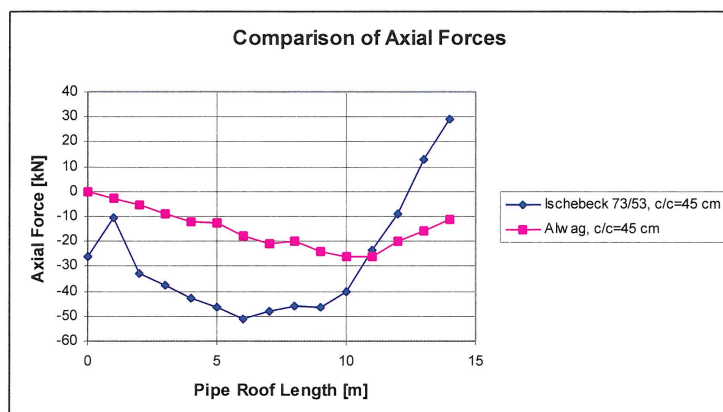


Abbildung 2.14: Normalkraft im Firstrohr „Alwag“ bzw. First - IBO „Ischebeck“ bei Aushubschritt 12 (s. BRANDL (2005), Fig. 10, S. 15)

Während der IBO noch eine Zugkraftverankerung im Bereich vor der Ortsbrust zeigt, werden im Rohrschirm nur Druckkräfte übertragen. Der maximale Betrag der IBO-Druckkraft ist etwa $|N_{MIN}| = 50$ kN. Der Rohrschirm erhält eine wesentlich kleinere, maximale Druckkraft von $|N_{MIN}| = 28$ kN (vgl. Abbildung 2.14).

Die Unterschiede in der Größe und Verteilung der Normalkräfte sind nach Ansicht des Autors auf die Differenzen in der Modellierung der Schirmarten zurückzuführen. Insbesondere die Unterschiede im modellierten Reibverbund erscheinen hierfür ausschlaggebend.

Qualitativ können beide von BRANDL (2005) vorgestellten Kurven gut mit den in Kapitel 4 vorgestellten Ergebnissen verglichen werden.

Die Biegemomentenbeanspruchung der Rohre bzw. IBO's wird im Artikel von BRANDL (2005) nicht thematisiert. Es erfolgt keine Bemessung der Rohre oder IBO's.

Berechnungen nach der Finiten Differenzen Methode zum Gebrauch von Mikropfählen im Tunnelbau (SCHMIDT (2007))

SCHMIDT erstellt seine Diplomarbeit „The Use of Micropiles in Tunneling“ an Lehrstühlen der Universidad de Cantabria und der TU Bergakademie Freiberg. Die präsentierten Ergebnisse basieren auf numerischen Berechnungen nach der Methode der Finiten Differenzen am Beispiel des Tunnels „Fuente Buena“. Verwendet wird wiederum das Programm FLAC 3D.

Der Tunnel liegt bei 54 m Überdeckung in einem Mischgebirge aus Schichten von Sand, Ton und Konglomeratstein (vgl. SCHMIDT (2007), S. 62). Als vorausseilende Sicherung sind Rohrschirme aus Rohren d_N 140 mm vorgesehen.

SCHMIDT ordnet in dieser einzigen dem Autor bekannten Literaturstelle die vorgesehenen Rohrschirme den „Mikropfählen“ nach DIN EN 14199 zu.

Die Berechnungen erfolgen, wie bei allen anderen dreidimensionalen numerischen Untersuchungen, nach der step-by-step Methode. Der Tunnelvortrieb wird unter Ausnutzung der Symmetriebedingungen als halber Querschnitt modelliert. Der Ausbruch ist unterteilt in Kalotte und etwa 20 m dahinter nachlaufender Strosse / Sohle. Das erzeugte numerische Modell umfasst 4 Rohrschirme. Die Rohre werden als „Pfähle“ d.h. Stab-Elemente generiert. Die Pfählelemente erhalten den Querschnitt des Stahlrohres. Wie bei BRANDL (2005) werden die Kontinuums-elemente des Bodens an die Pfähle mit Federn angeschlossen, die ein Fließkriterium bei einer Schubkraft $T_{MAX} = 17,5$ kN/m erhalten. Eine Herleitung der Fließgrenze kann nicht entdeckt werden.

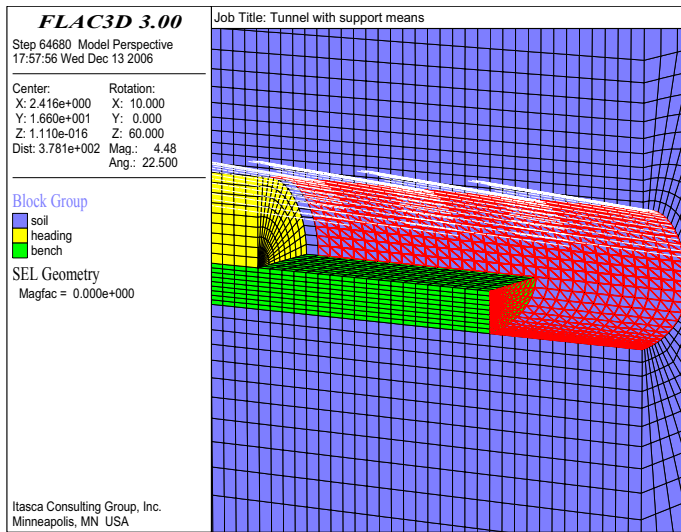


Abbildung 2.15: Numerisches Modell Tunnel „Fuente Buena“ (s. SCHMIDT (2007), Fig. 6-3, S. 80)

Der beim Ausbruch entstehende Sägezahn wird offensichtlich nicht berücksichtigt. Die Spritzbetonschale wurde mit Schalenelementen modelliert. Die hierfür verwendete Steifigkeit konnte der Diplomarbeit nicht eindeutig entnommen werden.

Weil im Modell unter den Füßen der Kalotte grundbruchartige Verformungen auftreten, ersetzt SCHMIDT die direkt unter den Füßen liegenden Bodenelemente durch Beton bzw. weist den betroffenen Elementen entsprechende Materialparameter zu (vgl. SCHMIDT (2007), S. 88).

Am Schirmanfang sind die Pfahlelemente der Rohre offensichtlich biegesteif mit der Spritzbetonschale verbunden („... by the rigid fixity of the pile to the shotcrete liner ...“ vgl. SCHMIDT (2007), S. 114). Die biegesteife Verbindung wird auch in nachstehendem Momentenbild deutlich, in dem noch am Ende des Pfahles ein Einspannmoment sichtbar ist.

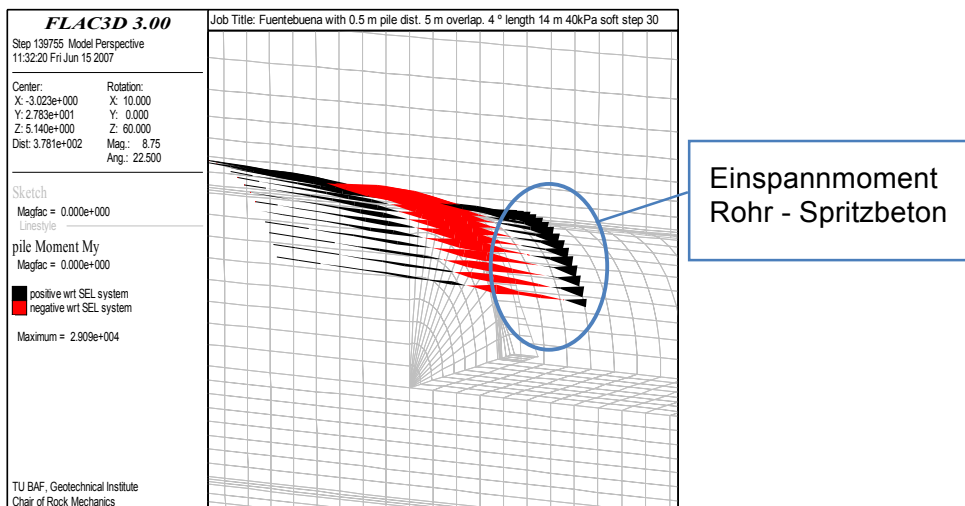


Abbildung 2.16: Biegemomentenverlauf der Rohre (s. SCHMIDT (2007), Fig. 6-30, S. 114)

Die hierdurch modellierte biegesteife Verbindung entspricht nach Ansicht des Autors nicht dem realen Tragverhalten der Schirme.

Als Materialmodell für das Gebirge wird zunächst Mohr-Coulomb gewählt. Die Kohäsion des Gebirges wird hierbei zu $c = 20 \text{ kN/m}^2$ und der Reibungswinkel zu $\varphi = 33^\circ$ gesetzt.

An dem Modell wird bei wiederholter Berechnung mit φ -c-Reduktion nach der Fellenius Regel ein globaler Sicherheitsfaktor für die Standsicherheit der Ortsbrust ermittelt (entsprechend einer Betrachtung zum Verlust der Gesamtstandsicherheit im Zustand GZ1C nach DIN 1054-2005).

Auch hierin unterscheidet sich die Arbeit von SCHMIDT (2007) von den anderen vorgestellten Untersuchungen: Es wird eine Schubverdübelung eines halbkreisförmigen Bruchkörpers unterstellt, der sich vor der Ortsbrust ausbildet – der Rohrschirm dient also nach Falko Schmidt zur Sicherung der Ortsbrust:

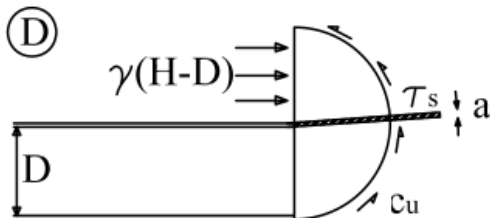


Abbildung 2.17: Unterstellte Wirkungsweise der Rohrschirme

(s. SCHMIDT (2007), Fig. 4-1, S. 52)

Für eine wirksame Verdübelung des skizzierten Bruchkörpers müsste (nach Meinung des Autors) dieser in sich möglichst intakt und steif sein, um für eine entsprechend kurze Einspannlänge des Rohres beiderseits der Bruchlinie zu sorgen. Im Festgestein mag dies zutreffen, für die von SCHMIDT (2007) betrachteten Lockergesteins- bzw. Mischböden erscheint die Annahme jedoch zu optimistisch.

Der globale Sicherheitsfaktor für die Standsicherheit der Ortsbrust ergibt sich in der Betrachtung von SCHMIDT (2007) zu 1,5 (vgl. SCHMIDT (2007), S. 115) bei Rohren d_N 114 mm mit einem Abstand von $a = 0,4$ m. Bei einer Vergleichsberechnung ohne Rohrschirm ergibt sich nach SCHMIDT (2007) ein globaler Sicherheitsfaktor von 1,4.

Neben den Berechnungen mit dem Stoffmodell Mohr-Coulomb werden Untersuchungen mit dem Stoffmodell MCSS mit „strain softening behaviour“ durchgeführt. Das Materialmodell kann eine Steifigkeitsabnahme im plastischen Bereich beschreiben.

Die Berechnungsreihen werden genutzt, um ermittelte Verformungen zu vergleichen. Bei Anwendung des strain-softening-Verhaltens ergeben sich größere Verformungen (vgl. SCHMIDT (2007), S. 108).

Numerische Berechnungen zum Tragverhalten von aufgelösten und geschlossenen DS-Schirmen von PÖTTLER, SPIEGEL, VOLKMANN & LEITNER (2004)

Im Zuge des 33-ten Geomechanik-Kolloquiums der TU Bergakademie Freiberg präsentieren die oben genannten Autoren vergleichende Untersuchungen zum Tragverhalten von aufgelösten und geschlossenen Schirmen aus Düsenstrahlsäulen. Zum Einsatz kommen die Programme ABAQUS (Finite Elemente) und FLAC 3D (Finite Differenzen). Betrachtet werden mehrere Projekte, die jeweils nur kurz angeschnitten werden, weshalb die einzelnen Berechnungen nur kurz und nicht vollständig nachvollziehbar dokumentiert sind.

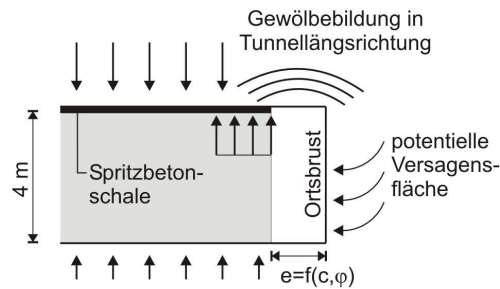
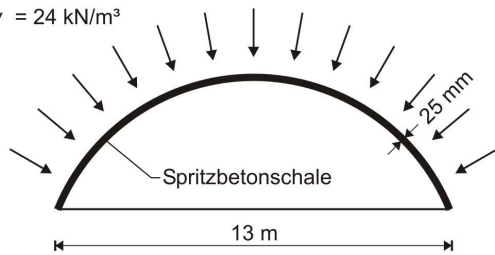
Präsentiert wird unter anderem ein Tragmodell für aufgelöste und geschlossene DS-Schirme, das auf der Auswertung numerischer Simulationen basiert (vgl. PÖTTLER, SPIEGEL, VOLKMANN & LEITNER (2004), S. 7).

So wird gezeigt, dass der Unterschied zwischen den aufgelösten und den geschlossenen Gewölben sich durch die Möglichkeit des geschlossenen Schirmes ergibt, Gebirgslasten quer zur Tunnelachse abzutragen, während der aufgelöste Schirm nur längs der Tunnelachse wirkt (vgl. Abbildung 2.18).

Der geschlossene DS-Schirm wirkt im Gegensatz zum aufgelösten Schirm auch nach dem Schluss der Spritzbetonschale lastabtragend und kann diese somit entlasten, da die Lastabtragung quer zur Tunnelachse im ebenen Dehnungszustand möglich ist (vgl. PÖTTLER, SPIEGEL, VOLKMANN & LEITNER (2004), S.11).

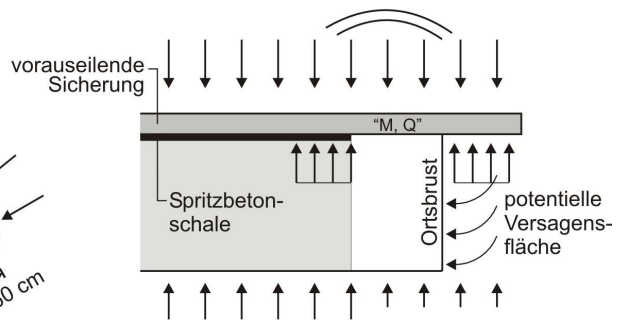
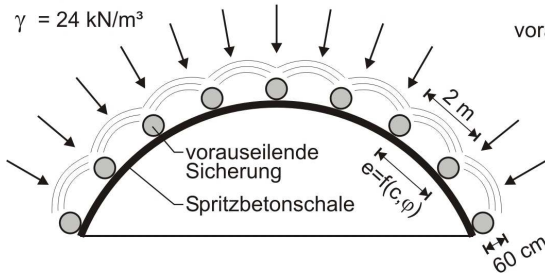
MODELL A

$H_0 = 20 \text{ m}$
 $E = 50 \text{ MN/m}^2$
 $\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$
 $p = 480 \text{ kN/m}^2$



MODELL B

$H_0 = 20 \text{ m}$
 $E = 50 \text{ MN/m}^2$
 $\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$
 $p = 480 \text{ kN/m}^2$



MODELL C

$H_0 = 20 \text{ m}$
 $E = 50 \text{ MN/m}^2$
 $\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$
 $p = 480 \text{ kN/m}^2$

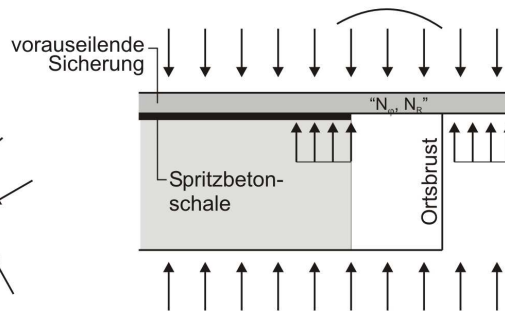
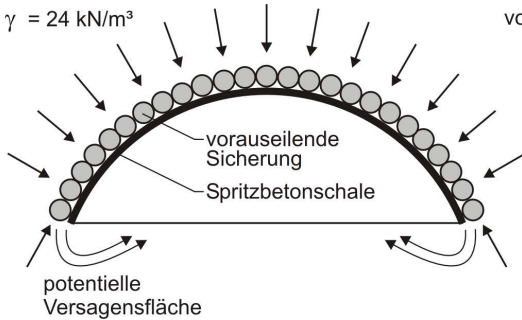
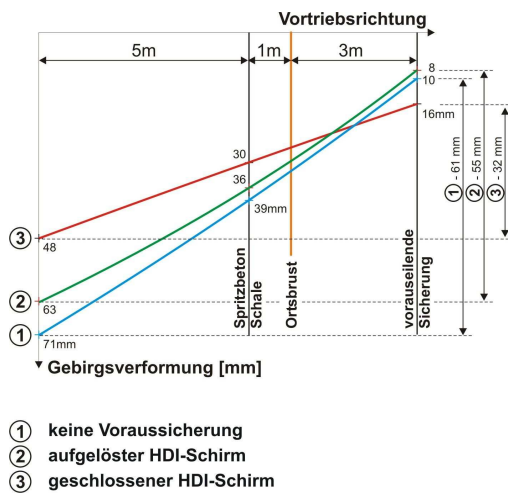


Abbildung 2.18: Modelle für das Tragverhalten von aufgelösten und geschlossenen DS-Schirmen im Vergleich zum Vortrieb ohne vorausseilende Sicherung

(s. PÖTTLER, SPIEGEL, VOLKMANN & LEITNER (2004), Bild 1, S. 7)

Zusätzlich werden numerisch ermittelte Firstverformungen der oben dargestellten Sicherungsmethoden verglichen (vgl. Abbildung 2.19 bzw. PÖTTLER, SPIEGEL, VOLKMANN & LEITNER (2004), S. 9). Die Berechnungen erfolgen hierbei soweit ersichtlich unter Verwendung eines rein elastischen Stoffmodells (s. Bildunterschrift). Abgebildet sind die Firstsetzungen im Bereich von 3 m vor der Ortsbrust (im Gebirge) bis 6 m hinter der Ortsbrust (im Spritzbetontunnel). Die stetig fallenden bzw. steigenden Geraden weisen darauf hin, dass die Konvergenzen noch nicht abgeschlossen sind; ein Vergleich der Endverformung der Firste findet offensichtlich nicht statt. Die aufgelösten DS-Schirme weisen den Berechnungen zufolge (in den betrachteten Böden) eine geringe Reduktion der Firstsetzung um ca. 11 % auf (wobei die Endsetzung nicht erreicht ist), während durch die geschlossenen DS-Schirme eine Reduktion um etwa 32 % erfolgt.



Firstsetzung (elastische Berechnung)
Crown settlement (elastic calculation)

Abbildung 2.19: Vergleich der Firstsetzung bei unterschiedlicher vorausseilender Sicherung - keine Sicherung, aufgelöster DS-Schirm, geschlossener DS-Schirm

(s. PÖTLER, SPIEGEL, VOLKMANN & LEITNER (2004), Bild 2, S. 9)

Berechnungen nach der Finiten Differenzen Methode zur Entwicklung eines geotechnischen Modells für Rohrschirme von VOLKMANN & SCHUBERT (2006, 2007)

VOLKMANN & SCHUBERT (2006, 2007) veröffentlichen Ergebnisse von Berechnungen nach der Methode der Finiten Differenzen mit dem Programm FLAC 3D. Ziel ist die Erstellung eines Geotechnischen Modells zum Tragverhalten der Schirme (vgl. VOLKMANN & SCHUBERT (2007)). Die Berechnungen werden dabei benutzt, um das Zusammenspiel von Gebirge und Rohren qualitativ auszuwerten; ein quantifizierendes Prognosemodell wird nicht vorgestellt. Mit dem erstellten numerischen Modell bzw. dessen Varianten wird der Vortrieb des „Trojantunnels“ nachgebildet, bei dem die dort eingesetzten Rohrschirme hinsichtlich ihrer Biegeverformung vermessen wurden (vgl. Kap. 2.1.1).

Es werden zwei Modellvarianten erzeugt. Eines bei dem die einzelnen Rohre nicht durch diskrete Elemente modelliert werden, sondern als Gebirgsschicht mit entsprechend erhöhten Parametern Berücksichtigung finden (das sog. „Homogenized Model“ (vgl. VOLKMANN & SCHUBERT (2006), S. 6 ff.)), sowie ein zweites „Pile Element Model“, bei dem die Rohre durch einzelne Pile-Elemente abgebildet sind (wie bei BRANDL (2005) und SCHMIDT (2007)).

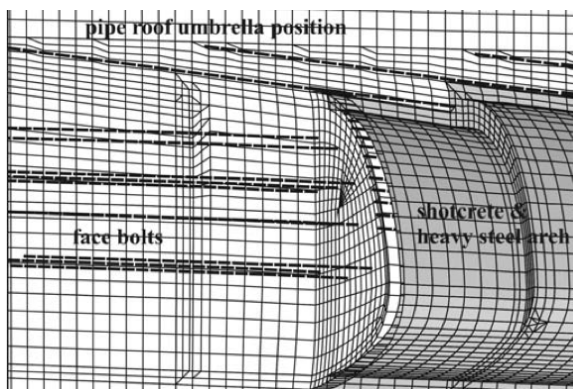


Abbildung 2.20: Ausschnitt aus dem numerischen Modell zum „Trojantunnel“

(s. VOLKMANN & SCHUBERT (2006), Figure 6, S. 7)

Ein elasto-plastisches Materialmodell mit optionaler Ver- bzw. Entfestigung wird verwendet (vgl. VOLKMANN & SCHUBERT (2006), Table 2, S. 7).

Die Ortsbrustanker werden diskret modelliert (vgl. Abbildung 2.20) und der Sägezahn des Rohrschirms abgebildet. Die alterungsbedingte Verfestigung der mit Schalenelementen modellierten Spritzbetonschale wird zeit- bzw. berechnungsschrittabhängig berücksichtigt (vgl. VOLKMANN & SCHUBERT (2006), S. 7).

Es werden Verformungsbilder der Ortsbrust in Form von Isolinien präsentiert. Das „Homogenized Model“ erweist sich im Vergleich zu den realen Messergebnissen als zu steif. Es wird gefolgert, dass jedes Rohr individuell abgebildet werden muss, um der Realität Genüge zu tun („Each pipe has to be modeled separately to catch the correct support system behaviour“ (s. VOLKMANN & SCHUBERT (2006), S. 10)).

Das „Pile Element Model“ wird ohne und mit Rohrschirm berechnet. Es werden Unterschiede in der Firstsetzung, der Verformung von Ausbruchslaibung und Ortsbrust beschrieben (s. Figure 10 und 11 bzw. 12 und 13 VOLKMANN & SCHUBERT (2006) S. 10). Die Verformungsunterschiede betragen je nach angesetzter residualer Kohäsion zwischen 4 und 10 cm.

Das Tragverhalten der Rohrschirme wird qualitativ zusammengefasst (s. VOLKMANN & SCHUBERT (2006), S. 10):

- Jedes Rohr einzeln trägt die Last zu seinen Auflagern (Spritzbeton und Gebirge vor der Ortsbrust);
- wegen dem Steifigkeitsunterschied zum anschließenden Gebirge der Ortsbrust entsteht eine Längskraftbeanspruchung der Rohre (vgl. VOLKMANN & SCHUBERT (2007), S. 5);
- es entsteht kein verbessertes Gewölbe quer zum Tunnel über dem Abschlag, außer die Injektionszonen überschneiden sich („... without creating an arch normal to the tunnel axis ... This effect can only appear, when a closed pre-support system like grouted columns is used.“ (s. VOLKMANN & SCHUBERT (2006), S. 10);
- weil die Rohre außerhalb des Tunnelquerschnitts liegen, handelt es sich nicht um eine Maßnahme zur Verbesserung der Standsicherheit der Ortsbrust; diese ist durch Anker etc. sicherzustellen („... it is not strictly a face support system. Additional support e.g. face bolts primarily have to guarantee the stability of the face because the pipes are acting outside the tunnel perimeter and not in the face.“ (s. VOLKMANN & SCHUBERT (2006), S. 10).

Die qualitativen Ausführungen von Volkmann und Schubert zum Tragverhalten können auch für die in dieser Arbeit untersuchten Lockergesteinsböden prinzipiell bestätigt werden. Eine maßgebliche Setzungsreduktion der Firste wird für die hier betrachteten Böden jedoch nicht festgestellt.

Die setzungsreduzierende Wirkung der Schirme wird von der letzten, dem Autor bekannten Veröffentlichung von VOLKMANN & SCHUBERT (2008) als „nicht klar quantifizierbar“ eingeschränkt („The decrease in settlement cannot be numbered clearly...“ s. VOLKMANN & SCHUBERT (2008), S. 6).

2.2 Derzeitiger Stand der Technik

Als Stand der Technik werden Fachartikel zu ausgeführten Baumaßnahmen bezeichnet und auch Teile von Forschungsarbeiten, die nicht dem Gewinn eines verbesserten allgemeinen Verständnisses zum Tragverhalten der Schirmdecken dienen.

2.2.1 Vereinfachte Bemessungsmodelle von Rohrschirmen

Die Dimensionierung von Rohrschirmen erfolgt zumeist an vereinfachten statischen Modellen, die auf eine Betrachtung des Rohres als Biegeträger zurückzuführen ist. Eine axiale Belastung des Schirms bleibt unberücksichtigt.

Der Biegeträger wird hierbei in den Veröffentlichungen mit unterschiedlichen Randbedingungen untersucht. Die Schnittgrößenermittlung erfolgt am rein elastischen System oder bei Ausnutzung der plastischen Reserven.

STIEBER (2001) beschreibt in Ihrer Diplomarbeit die Bemessung eines Rohrschirms nach dem Verfahren der plastischen Traglast (Fließgelenktheorie):

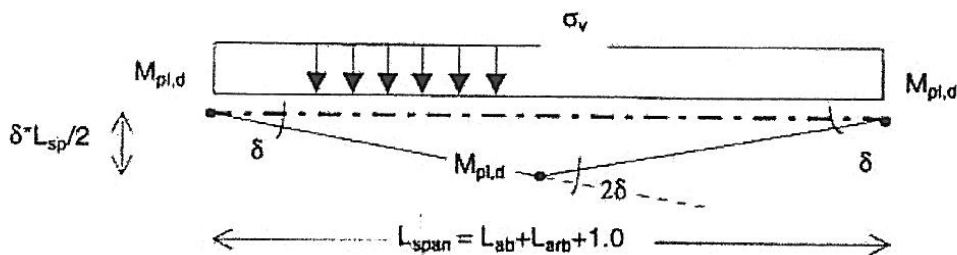


Abbildung 2.21: Bemessung nach dem Verfahren plastisch-plastisch DIN 18800-1

(s. STIEBER (2001), S. 69, Abb. 33)

Das Rohr wird nach STIEBER (2001) als beidseitig, d.h. über Spritzbeton und dem Gebirge der Ortsbrust eingespannter Träger betrachtet. Die auftretenden Biegemomente können zum Beispiel über den Vergleich von innerer und äußerer Arbeit am oben dargestellten System ermittelt werden.

Voraussetzung für die Bemessung nach dem Verfahren plastisch-plastisch DIN 18800-1 ist, dass die im plastischen Gelenk auftretenden großen Verformungen vom Bauteil aufnehmbar sind. Hierzu ist die erforderliche Rotationskapazität, z.B. nach Tabellen 15 und 18 DIN 18800-1, nachzuweisen (vgl. u.a. KINDMANN & FRICKEL (2003), Punkt 3.4) – worauf in Kapitel 5.7 näher eingegangen wird.

Bautechnische Maßnahmen, wie das Vorliegen einer Verpressung und kraftschlüssige Betonverfüllung reichen nach Meinung des Autors nicht aus, um eine Gleichwertigkeit zum Nachweis der Rotationskapazität sicherzustellen [als Schutz gegen lokales Beulen im Nachweis elastisch-elastisch ist eine kraftschlüssige Betonfüllung jedoch ein probates Mittel].

Beim statischen Modell bleiben zwei unbekannte Größen: Auflast (σ_v in obigem Bild) und Spannweite (L_{span}) des Trägers. Beide Parameter müssen möglichst realistisch abgeschätzt werden, um eine wirtschaftliche Bemessung zu erlauben.

STIEBER (2001) verwendet zur Abschätzung der Auflast die Silotheorie nach Terzaghi, die im Tunnelbau weit verbreitet ist. Weniger belegt ist die Wahl der Spannweite:

Sie wird über die Summe von Abschlagslänge mit zusätzlich angenommenem Arbeitsraum und einem Zuschlag für die erforderliche Einspannlänge von einem Meter errechnet.

Die konservativere Bemessung am elastischen System ist weiter verbreitet als die Fließgelenktheorie.

So beschreiben u.a. WITTKÉ, PIERAU & ERICHSEN (2002) die Dimensionierung eines Rohrschirms an einem Projektbeispiel.

Das Rohr wird hierbei sowohl als gelenkig gelagerter Träger als auch als eingespannter Balken betrachtet. Der Nachweis der Tragfähigkeit erfolgt nach dem Verfahren elastisch-elastisch DIN 18800-1, wobei die Ermittlung des Biegemoments mit unterschiedlichen Trägerlängen erfolgt. Bei einer Abschlagslänge von 1 m wird die Länge des gelenkig gelagerten Balkens zu 2 m gesetzt; für den eingespannten Balken werden 3 m Balkenlänge im Nachweis verwendet (vgl. WITTKÉ, PIERAU & ERICHSEN (2002), S. 180).

Loading of pipe umbrella (see figure 4.38):

$$q = (36.8 + 120.4) \cdot 0.418 = 65.7 \text{ kN/m}$$

Admissible stress (yield stress):

$$\text{steel pipe (St 37)} : \sigma_{\text{adm}} = 240 \text{ N/mm}^2$$

1. Beam on two supports:

$$M = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{65.7 \cdot 2^2}{8} = 32.85 \text{ kNm}$$

$$\sigma = \frac{M}{R} = \frac{32.85 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{256 \cdot 10^3 \text{ mm}^3} = 128.3 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{\text{adm}}$$

$$\delta_{\text{max}} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot l^4}{E \cdot I} = \frac{5 \cdot 65.7 \cdot 2^4 \cdot 10^{12}}{384 \cdot 210000 \cdot 2155 \cdot 10^6} = 3.0 \text{ mm}$$

2. Beam fixed at both ends:

$$M = \frac{q \cdot l^2}{12} = \frac{65.7 \cdot 3^2}{12} = 49.3 \text{ kNm}$$

$$\sigma = \frac{M}{R} = \frac{49.3 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{256 \cdot 10^3 \text{ mm}^3} = 192.2 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{\text{adm}}$$

$$\delta_{\text{max}} = \frac{1}{384} \cdot \frac{q \cdot l^4}{E \cdot I} = \frac{1 \cdot 65.7 \cdot 3^4 \cdot 10^{12}}{384 \cdot 10^6 \cdot 210000 \cdot 2155} = 3.1 \text{ mm}$$

Abbildung 2.22: Nachweis nach dem Verfahren elastisch-elastisch DIN 18800-1

(s. Wittke, Pierau & Erichsen (2002), S. 181, Fig. 4.40)

Auf den Vergleich der Tragwirkung eines Rohrschirmrohres mit dem Einfeldträger wird in Kapitel 4 nochmals detaillierter eingegangen.

Eine Betrachtung des Rohrschirmrohres als elastisch gebetteter Balken liegt nahe. Veröffentlichungen hierzu konnten im Rahmen der Recherche nicht aufgefunden werden.

Beim elastisch gebetteten Träger entfällt im Vergleich zum Einfeldträger die (willkürliche) Abschätzung der Einspannlänge. Jedoch kommt als neu zu ermittelnder Parameter die Bettung des Rohres hinzu. Wie beim Einfeldträger wird die axiale Belastung nicht berücksichtigt.

2.2.2 Vereinfachte Bemessungsmodelle von IBO-Schirmen

IBO-Schirme (mit größeren Längen) werden erst ab dem Jahr 2000 verwendet (vgl. Kap. 1). Von den vorliegenden wenigen Veröffentlichungen werden unterschiedliche Hypothesen für ein vereinfachtes Bemessungsmodell aufgestellt. ISCHEBECK fasst die vorliegenden Modelle zusammen (vgl. ISCHEBECK (2005)).

Die dort in Abbildungen präsentierten Überlegungen erscheinen eher Hinweise zu sein, als dass es sich um ausgearbeitete Nachweisverfahren handelt.

Die zunächst dargestellte Sicherung von Ortsbrustgleitkeilen durch das Vorhandensein einer Schirmdecke kann aufgrund der im Laufe dieser Arbeit durchgeführten Untersuchungen nicht bestätigt werden. Auch VOLKMANN & SCHUBERT kommen zum Ergebnis, dass (Rohr-) Schirmdecken nicht zur Sicherung der Ortsbrust dienen können (vgl. Kap. 2.1.2).

In der in Abbildung 2.24 unten dargestellter Skizze soll die Wirkung eines IBO-Schirms mit der eines Stahlbetonbalkens oder einer bewehrten Scheibe verglichen werden.

Während in der Scheibe ein Druckgewölbe zu erwarten ist, wird die untenliegende Bewehrung gezogen.

Das Trajektorienbild über der Ausbruchslaubung wird diese qualitativen Überlegungen in Kapitel 4 bestätigen. Der zwischen Druckgewölbe und Zugbewehrung liegende Teil des Gebirges liegt schlaff auf dem Anker und muss über Seiltragwirkung abgetragen werden (vgl. Abb. 2.23).

Jedoch gilt auch für diese Überlegungen: Die weiteren Untersuchungen werden zeigen, dass die Normalkraft im Schirm nicht nur auf einer Sicherung des Abschlags basiert, sondern insbesondere auf die Übernahme von Gebirgsspannungen in Tunnellängsrichtung zurückgeführt werden kann. Die von ISCHEBECK beschriebenen Modelle geben deshalb die Tragwirkung der Schirme nicht vollständig wieder.

Nach Wissen des Autors existieren keinerlei Untersuchungen darüber, inwiefern sich die Zementsteinummantelung versteifend auf Trägheit und Dehnsteifigkeit auswirkt (analog des Tension-Stiffenings im Stahlbeton- oder Verbundbau). Beachtet werden muss bei solchen Überlegungen, dass der IBO-Anker während seiner Lastgeschichte wechselnden Zug- und Drucklasten ausgesetzt ist und der Zementsteinmantel infolgedessen vorgeschädigt ist.

2.2.3 Bemessung auf der Grundlage von FE-Modellen

In jüngster Zeit wurden mehrere Projekte veröffentlicht, bei denen die Berechnung des Rohrschirms auf Basis einer Untersuchung mittels der Finiten Element Methode erfolgt.

WITKE, PIERAU & ERICHSEN (2002) beschreiben die Berechnungen des „Elite Tunnels“ in Israel mit einer dreidimensionalen FE-Berechnung (vgl. WITKE, PIERAU & ERICHSEN (2002), S. 175 ff.). Der Rohrschirm wird hierbei im Modell berücksichtigt; es werden jedoch nur Verformungen ermittelt und die Stabilität der Ortsbrust überprüft. Ortsbrustanker werden als erhöhte Kohäsion des Bodenblocks vor der Ortsbrust berücksichtigt.

Die Schnittgrößen oder Spannungen des Rohrschirms werden nicht aus der FE-Berechnung abgeleitet. Statt dessen erfolgt die Bemessung mit einem einfachen Ersatzmodell (vgl. Kapitel 2.2.1).

Im Gegensatz hierzu wird der vom Ingenieurbüro WBI-GmbH geplante Rohrschirm des „Neuen Buschtunnels“ bei Aachen mit Hilfe einer nichtlinearen, dreidimensionalen FE-Berechnung bemessen.

Die Berechnung erfolgt nach der step-by-step Methode (vgl. WITKE & WITKE-GATTERMANN (2007) bzw. WITKE (2009)). Die Rohre werden aus Volumenelementen modelliert. Die Materialwerte der betroffenen Elemente werden so modifiziert, dass näherungsweise die Biege- und Dehnsteifigkeit der Rohrquerschnitte abgebildet werden können. Eine Neigung der Rohre wird vernachlässigt. Das Gebirge wird mit dem Stoffmodell Mohr-Coulomb beschrieben. Als Berechnungsergebnis wird sowohl die Rohrnormalkraft, als auch das Biegemoment des Rohres angegeben. Mit diesen werden die maximalen und minimalen Normalspannungen des Rohres ermittelt und gegen die aufnehmbaren Spannungen des Stahls nachgewiesen.

In Kapitel 5 dieser Arbeit werden die Berechnungen des Ingenieurbüros WBI-GmbH zum Rohrschirm des „neuen Buschtunnels“ näher betrachtet und mit den eigenen Untersuchungen verglichen.

Der 2008-2009 von der Firma Alfred KUNZ Untertagebau GmbH erstellte „Losebergtunnel“ unterquert direkt nach der Anschlagswand eine Kreisstrasse mit einer minimalen Überlagerungshöhe von 0,8 m bis 1,2 m.

SPANG, HÄRING & SCHILLER (2010) beschreiben die Bemessung des Rohrschirms, die mit einer dreidimensionalen, stofflich nichtlinearen FE-Berechnung durchgeführt wird. Ersteller der Berechnungen ist das Ingenieurbüro Dr. Spang GmbH.

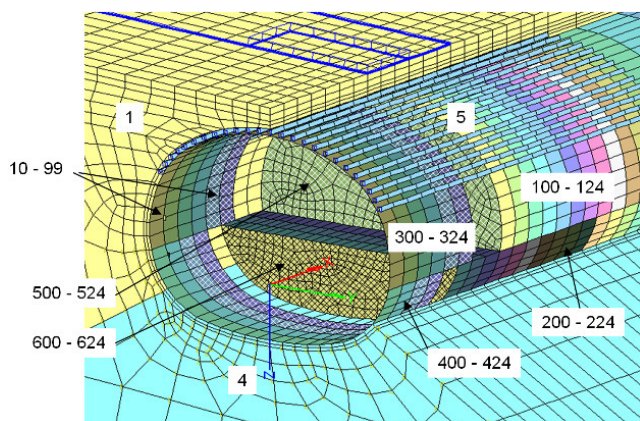


Abbildung 2.25: 3d FE-Modell des „Losenbergtunnels“
(s. Spang, Häring & Schiller (2010), Bild 5, S. 140)

Der Gegenverkehrstunnel mit einer Ausbruchfläche von 95 m^2 wird mit kurz vorlaufender Kalotte vorgetrieben. Das anstehende Gebirge setzt sich aus Lehm, Auffüllungen und Schiefergestein unterschiedlichen Verwitterungsgrades zusammen, wobei ab den Kalottenfüßen Schiefer ansteht (vgl. SPANG, HÄRING & SCHILLER (2010), Bild 4, S. 139). Der Vortrieb erfolgt großteils im Sprengverfahren. Im FE-Modell werden die Rohre als Stäbe, die Spritzbetonschale mit Schalenelementen und das Gebirge mit Volumenelementen abgebildet. Das verwendete Stoffmodell des Gebirges kann dem Artikel nicht entnommen werden. Ortsbrustanker werden als erhöhte Kohäsion im Bereich des Gebirges vor der Ortsbrust berücksichtigt. Die Berechnung erfolgt schrittweise (step-by-step) ab dem Öffnen der Anschlagswand. Auf der Geländeoberfläche werden hohe Verkehrslasten ange-setzt. Veröffentlicht werden keine Normalkräfte – die Bemessung der Rohre erfolgte offensichtlich auf das angegebene Biegemoment von $7,35 \text{ kNm}$ pro Rohr (vgl. SPANG, HÄRING & SCHILLER (2010), Tabelle 1, S. 141).

Außerdem werden Verformungen des Schirmes ermittelt. SPANG, HÄRING & SCHILLER (2010) analysieren, dass der Großteil der Konvergenz „aus der Bettung und Verformung des Rohrschirms mit dem umliegenden Boden und aus globalen Setzungen durch den laufenden Vortrieb“ (s. SPANG, HÄRING & SCHILLER (2010), S. 141) stammen.

2.3 Beurteilung

Die angeführte Literatur zeigt ein heterogenes Bild zum Tragverhalten der Schirme.

Ein Modell zur Prognose der Rohr- bzw. IBO-Schirmschnittgrößen existiert nach Wissen des Autors nur in stark vereinfachter Form (Biegeträger, Seiltragwirkung), wobei Parameter wie Auflasten und Spannweiten in Abhängigkeit von Annahmen (z.B. Auflast nach der Silotheorie von Terzaghi / Houska vgl. z.B. SKRIPTUM TUNNELBAU (2008)) genähert werden müssen.

Wichtige Erkenntnisse aus der Literaturrecherche und offene Fragestellungen werden in nachstehender Tabelle stichwortartig zusammengestellt.

Tabelle 2.2: Ergebnis der Literaturrecherche in Stichworten

Fragestellung	Stand von Technik und Wissenschaft	Autor (-en)	Fazit / Bewertung
Qualitative Beschreibung des Tragverhaltens	Lastabtragung als diskrete Stäbe – kein Schalentragverhalten; Widerlager der Stäbe sind Ortsbrust und Spritzbetonschale.	PÖTTLER, SPIEGEL, VOLKMANN & LEITNER; VOLKMANN & SCHUBERT; WITTKÉ & WITTKÉ-GATTERMANN; ACLAIRICY-CAUDRON, DIAS & KASTNER;	Stabtragverhalten plausibel. Bis dato kein Modell zur Beschreibung der Auswirkung der Schirme auf das Gebirgstragverhalten.
Ortsbruststandsicherheit	Rohrschirm hat keinen Einfluss.	VOLKMANN & SCHUBERT	Widersprüchliche Angaben. Ergebnis von VOLKMANN & SCHUBERT plausibel – Bestätigung steht aus.
	Rohrschirm hat stützenden Einfluss.	SCHMIDT	
Rohr- bzw. IBO-Schnittgrößen aus FE-Berechnungen	Normalkraft vorhanden, als Zug- und Druckkraft möglich.	BRANDL; WITTKÉ & WITTKÉ-GATTERMANN; ACLAIRICY-CAUDRON, DIAS & KASTNER	Schnittgrößen (N , M_y) von mehreren Autoren übereinstimmend beschrieben. Bei Beträgen der Schnittgrößen bestehen große Unterschiede. Kein einfaches Prognosemodell vorhanden. Kein vollständiges Bemessungsverfahren vorhanden.
	Biegemoment vorhanden, Größe und Verlauf werden beschrieben.	WITTKÉ & WITTKÉ-GATTERMANN; ACLAIRICY-CAUDRON, DIAS & KASTNER;	
Rohr- bzw. IBO-Schnittgrößen aus Ersatzmodell	Rohrbiegung aus Einfeldträgermodell; Unterschiedliche, nicht übereinstimmende Modelle für IBO-Anker.	WITTKÉ, PIERAU & ERICHSEN; STIEBER; ISCHEBECK;	Keine vollständige, Beschreibung des Tragverhaltens. große Unklarheit bei Parameterwahl.
Einordnung in Vorschriftenlage	Kleinbohrpfahl nach EA-PFÄHLE.	SCHMIDT	Vorgehen von SCHMIDT plausibel. Aussage zum Bemessungsverfahren fehlt.
Auswirkung auf Setzungen / Firstverformungen	Keine / keine nennenswerten Auswirkungen.	ACLAIRICY-CAUDRON, DIAS & KASTNER;	Keine eindeutigen Aussagen. Hypothese: Keine Auswirkungen auf Setzungen / Firstverformungen. – Bestätigung steht aus.
	Nicht klar bezifferbar.	VOLKMANN & SCHUBERT	
Berücksichtigung bei 2D FE-Berechnungen	Reduktion des α -Faktors	STIEBER	Wenig belastbares Ergebnis.

3 Dokumentation zum erstellten FE-Modell

3.1 Tunnelgeometrie und Vortriebsart

Betrachtet wird der Maulprofil-Querschnitt eines zweispurigen Straßentunnels, der für den Lockergesteinsvortrieb entworfen wurde. Tunnel mit Maul- oder Korbbogenprofil werden in bergmännischen Lockergesteinsvortrieben häufig verwendet, weil hierdurch die bestmögliche Anpassung der Ausbruchsgometrie an die Stützlinie erfolgt.

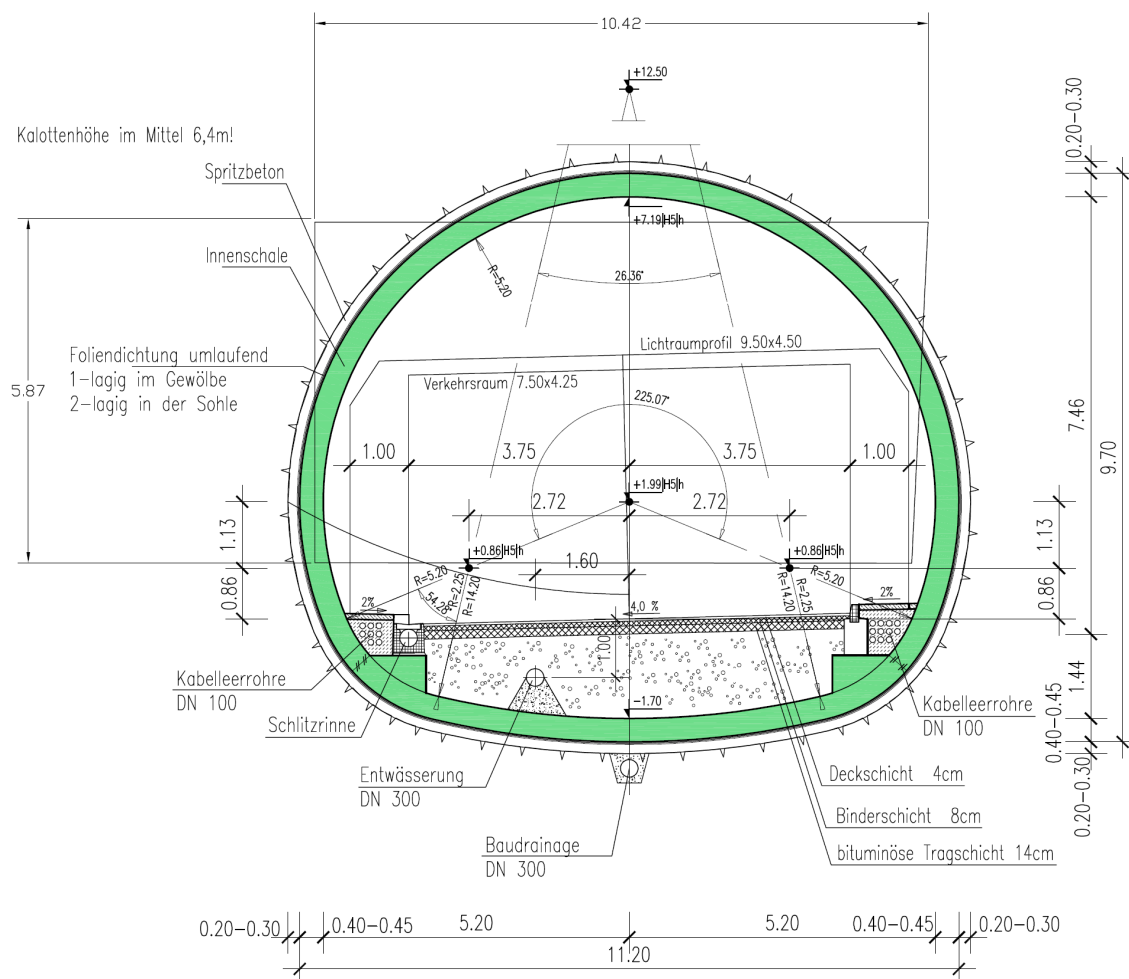


Abbildung 3.1: Gewähltes Tunnelprofil

Der Tunnel liegt in schwierigen Gebirgsverhältnissen. Der Vortrieb ist nur unter zu Hilfenahme eines Rohr- oder IBO-Schirms als vorausseilende Sicherung möglich.

Aufgrund der schwierigen Gebirgsverhältnissen wird baupraktisch der Querschnitt unterteilt. Es bietet sich ein getrennter Kalottenvortrieb mit nachfolgender Strosse bzw. Sohle an. Der nachlaufende Vortrieb von Sohle und Strosse hält einen so großen Abstand zur Ortsbrust, dass sich keine Auswirkungen auf den Vortrieb und den zur Sicherung eingesetzten Rohrschirm ergeben. Der Kalottenvortrieb erhält eine temporäre Sohle, um Setzungen zu minimieren, bzw. die Grundbruchgefahr unter den Kalottenfüßen auszuschließen (vgl. Abbildung 3.2).

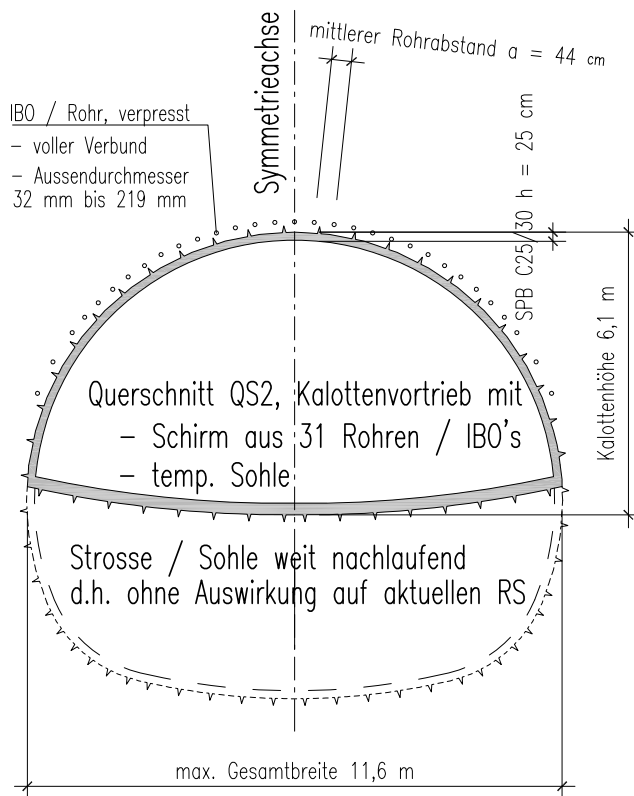


Abbildung 3.2: Kalottenvortrieb mit Rohr- oder IBO-Schirm

Abbildung 3.2 zeigt den mittleren der untersuchten Kalottenquerschnitte QS2. Die Abmessungen aller drei untersuchten Querschnitte kann Tabelle 3.3 in Kap. 3.7.2 entnommen werden.

Der Ausbruch der Kalotte erfolgt unter einem Schirm aus 31 Rohren oder IBO-Ankern. Die Rohre werden im Abstand „a“ gebohrt (vgl. Abbildung 3.2). Für die Verwendung von Rohren soll gelten, dass die Rohre als Verrohrung der Bohrung dienen und die Bohrkronen (zumindest teilweise) verloren ist. Die Spülung erfolgt wie in der PATENTSCHRIFT (1986) der Bilfinger & Berger AG durch den Rohrrinnenraum. Nach dem Einbringen der Rohre wird der entstandene Ringraum, sowie offene Poren des angrenzenden Gebirges mit Zement injiziert. Für die Injektion wird eine Zement- oder Zement-Bentonit-Suspension verwendet (vgl. auch Kapitel 1).



Abbildung 3.3: Rohrschirmrohre
(s. SCHMIDT (2007), Fig. 3-9, S. 19)



Abbildung 3.4: Aushub unter einem Rohrschirm
(s. SCHMIDT (2007), Fig. 5-7, S. 12)

Alternativ zum Rohrschirm kann ein Schirm aus (gleich vielen) Selbstbohrankern verwendet werden. Die Auffüllung des Bohrloches erfolgt beim IBO-Anker durch den Austausch der Spülflüssigkeit mit Zementsuspension. Während beim Rohrschirm eine Injektion des (dünnen) Ringraums durch eine Vielzahl an seitlichen Ventilen erfolgt, wird das Bohrloch des IBO's durch die Bohrkronen verfüllt. Der beidseits des relativ dünnen Ankers entstehende Zementkörper ist dicker als das eigentliche Ankerrohr.

Die Rohre oder IBO's haben eine geringe Längsneigung von etwa 5° , vor allem um das Bohrgut besser aus dem Bohrloch ausspülen zu können. Durch die Neigung und die begrenzte Länge der Rohre / IBO's entsteht das charakteristische Sägezahnmuster in Tunnellängsrichtung.

Es wird davon ausgegangen, dass die Rohre / IBO's durch die mit Spritzbeton geschützte Ortsbrust gebohrt werden. Dadurch finden die Rohre / IBO's schon beim ersten Abschlag ein Auflager im ringförmigen Spritzbetonträger, der den Übergang zum letzten Rohrschirm sichert.

Vor dem ersten Abschlag unter dem neu erstellten Rohrschirm wird optional der Spritzbetonringträger verstärkt, um dem Rohrschirm ein besseres Auflager zu bieten:

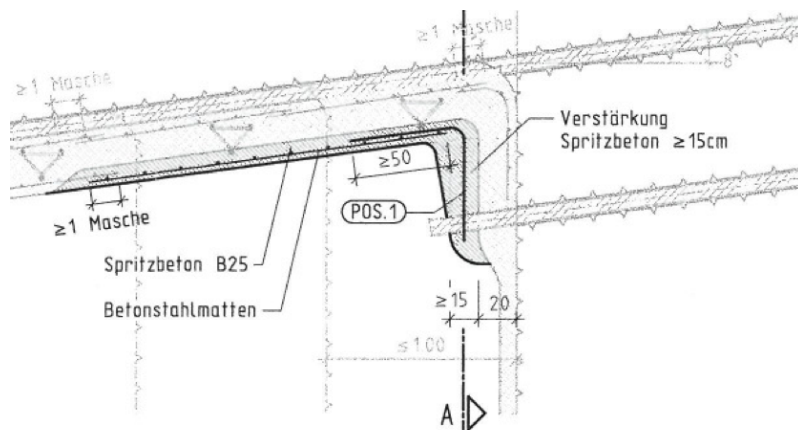


Abbildung 3.5: Verstärkung des Spritzbetonringträgers (aus TUNNEL STAMMHAM 1 (1999))

Die Rohre / IBO's haben keine planmäßige Verbindung zum darunter liegenden Spritzbeton, der die Ausbruchslaibung schützt.

Die Spritzbetonschale hat in Lockergesteinsvortrieben zumeist eine Dicke von 20 cm bis 40 cm. Um Grundbruch unter den Kalottenfüßen auszuschließen, müssen diese zu sog. Elefantenfüßen verbreitert werden. Zusätzlich wird eine Kalottensohle eingesetzt. Die ansonsten instabile Ortsbrust halten vorauseilend eingebaute Anker.

Die Abschlaglänge wird typischerweise auf 1 m begrenzt, um die Belastung des Rohr- bzw. IBO-Schirms, sowie die Setzungen zu minimieren.

3.2 Grundlegende Betrachtungen zum Aufbau des 3d Netzes

Anhand eines dreidimensionalen FE-Netzes soll die Tragwirkung von Rohrschirmgewölben untersucht werden.

Als Orientierung für die Erstellung des FE-Netzes (und dessen spätere Auswertung) werden dabei bereits vorliegende Veröffentlichungen zu Tunnelvortrieben verwendet.

3.2.1 Netzstruktur

Die Berechnungen werden nach der step-by-step Methode (vgl. u.a. REINDERS (1999), S. 18 ff.) durchgeführt. Während der Berechnung werden nach und nach Elemente aus dem späteren Tunnelbereich des Gebirges entfernt oder in ihren Eigenschaften verändert, um den Baufortschritt zu simulieren. Der Vorteil der gewählten step-by-step Methode liegt darin, dass strukturelle Änderungen (z.B. der Ausbruchsgometrie) im Modell abgebildet werden können.

Beim Iterationsverfahren hingegen (vgl. REINDERS (1999), S. 18 ff.; BLIEM (2001), S.17 ff.) bleibt die Ortsbrust im Modell am selben geometrischen Ort. Die berechneten Gebirgsspannungen werden jedoch mit jedem Berechnungsschritt umgespeichert. Dies benötigt weniger Rechenleistung, weil das entsprechende FE-Modell wesentlich kleiner sein kann als beim step-by-step Modell. Veränderungen an Gebirge oder Ausbruchsgometrie lassen sich jedoch wesentlich schlechter darstellen.

Bei der hier gewählten step-by-step Methode ist ein ausreichender Abstand des untersuchten Modellbereiches zum Beginn des Vortriebs notwendig. Wie bei anderen veröffentlichten Modellen (u.a. REINDERS (1999), BRANDL (2005), BLIEM (2001)) werden Maßnahmen getroffen, um die erforderliche Rechenleistung zu verringern. So wird unterstellt, dass sowohl Tunnel als auch Gebirge links und rechts der Tunnelfirste symmetrisch sind. Es wird deshalb nur eine Hälfte des Systems modelliert, wie in Abbildung 3.6 und 3.7 dargestellt ist. Die Symmetrieebene erhält Festhaltungen normal zur Ebene. Wie bei BLIEM (2001), BRANDL (2005) und REINDERS (1999) werden die Elemente am Anfang des Tunnels sehr groß gewählt. Mit zunehmender Tunnellänge verringert sich die Elementgröße, sodass im ausgewerteten Tunnelbereich pro Abschlag zwei Elementgruppen in Tunnellängsrichtung zur Verfügung stehen.

Für die Abstände des Modellrandes zum Tunnel liegen Vorgaben des Arbeitskreises AK16 „Numerik in der Geotechnik“ (vgl. MEISSNER (1991, 1996)) vor:

In Horizontalrichtung soll der abgebildete Gebirgsbereich von der Tunnelsymmetrieachse bis zum seitlichen Rand etwa dem 4 bis 5-fachen des Tunneldurchmessers entsprechen. Ab Tunnelmitte bis zum unteren Rand ist eine Gebirgshöhe des 2 bis 3-fachen Tunneldurchmessers zu modellieren. Die Modellränder sind senkrecht zu ihrer Ebene gehalten, jedoch parallel dazu verschieblich gelagert.

3.2.2 Gebirge

In der vorliegenden Arbeit werden nur Tunnel in rolligen oder steifen, bindigen Böden betrachtet. Es stehen mehrere mögliche Materialmodelle zur Beschreibung solcher Böden zur Verfügung. Eine Auswertung der vorliegenden Literatur zeigt jedoch, dass für die Berechnung von Schirmen bis dato (unabhängig vom vorliegenden Gebirge) vorwiegend das Mohr-Coulomb'sche Modell verwendet wurde:

ACLARICY-CAUDRON, DIAS & KASTNER veröffentlichen die Ergebnisse ihrer 3-dimensionalen FE-Berechnungen zu einem Felstunnelvortrieb im Schutze eines Rohrschirms. Verwendet wird das elasto-plastische Mohr-Coulomb'sche Materialmodell. SCHMIDT verwendet in seiner Diplomarbeit zur dreidimensionalen Berechnung eines Rohrschirms eine erweiterte Formulierung des Mohr-Coulomb Modells, das Ver- und Entfestigung im plastischen Zustand berücksichtigen kann. Der Tunnel liegt in bindigem, „weichem Boden“ (vgl. SCHMIDT (2007), S. 7). Wie SCHMIDT verwenden auch VOLKMANN & SCHUBERT das Programm FLAC 3D, um einen Rohrschirmvortrieb in zerschertem Festgestein zu modellieren. Es werden Parameter des Mohr-Coulomb'schen Modells angegeben. Auch BRANDL verwendet das Programm FLAC 3D, um einen Tunnelvortrieb in gemischtkörnigen Böden („sandy gravels, usually slightly silty clayey“ vgl. BRANDL (2005), S. 8) zu simulieren. Der Tunnel wurde unter einem Schirm aus IBO-Spießen erstellt. WITTKÉ & WITTKÉ-GATTERMANN (2007) erstellen ein dreidimensionales FE-Modell für die Berechnung des Rohrschirmvortriebs des „Buschtunnels“ im Feinsand. Auch hier findet das Materialmodell nach Mohr-Coulomb Verwendung.

Für Tunnelvortriebe ohne Rohschirmschutz wurde u.a. von MÖLLER & VERMEER (2006), sowie von MÖLLER, KRAJEWSKI & WAWRZYNIAC (2010) das Materialmodell Hardening Soil des Programmpakets PLAXIS erfolgreich eingesetzt. Hierbei wurden sowohl Tunnel im bindigen Boden als auch im verwitterten Fels betrachtet. BLIEM (2001) untersucht einen Tunnelvortrieb (ohne vorausseilende Sicherung) im Melker Sand als dreidimensionales FE-Modell sowohl mit dem Mohr-Coulomb'schen Materialmodell, als auch mit dem weitaus komplexeren hypoplastischen Stoffmodell.

In den Kapiteln 3.5 ff. werden unterschiedliche Materialmodelle betrachtet. Nach eingehender Untersuchung wird sich zeigen, dass für die vorliegende Aufgabe das Stoffmodell Hardening Plasticity Soil (implementiert als „Gran Extended“ in SOFiSTiK) am besten geeignet ist und dementsprechend weiter verwendet wird.

3.2.3 Spritzbetonausbau

Nicht nur das Gebirge, sondern auch der Spritzbetonausbau zeigt stark nichtlineares Materialverhalten. Die Nichtlinearität wird durch mehrere Faktoren beeinflusst:

Mit zunehmendem Alter steigt der E-Modul und die Festigkeit des Betons. Nach Untersuchungen von Zachow und Weber (vgl. z.B. JOHN, MATTLE & ZOIDL (2003), S. 156), kann der E-Modul als Exponentialfunktion der Zeit beschrieben werden. Bereits nach 30 bis 40 Stunden erreicht der Beton in etwa die Größe des normgemäßen Betons C25/30 ($E_{cm} = 26700 \text{ MN/m}^2$), nach sieben Stunden Alterung beträgt der E-Modul bereits etwa 7000 MN/m^2 (vgl. JOHN, MATTLE & ZOIDL (2003), S. 157).

Der Gewinn an Steifigkeit wird durch mehrere Einflussfaktoren verringert. Wie bei jedem Stahlbetontragwerk entstehen in Spritzbetonschalen Risse durch Biegebelastungen, die an den betroffenen Stellen zu einem Rückgang der Steifigkeit führen (vgl. SCHIKORA & THOMEÉ (2005)).

Darüber hinaus zeigt der Spritzbeton starkes nichtlineares Kriechverhalten, was als Verlust an Steifigkeit bzw. als eine Abnahme des E-Moduls interpretiert werden kann. Die Größe des Kriechens ist dabei unter anderem abhängig von der Größe der Belastung und dem Belastungsbeginn. Zachow und Petersen (vgl. JOHN, MATTLE & ZOIDL (2003), S. 161 ff.) quantifizieren das Kriechen als zeitabhängige Funktion, die mittels der Kriechrate beschrieben werden kann.

Die Auswertung der vorliegenden Literatur zur Berücksichtigung der last- und zeitabhängigen Steifigkeit des Spritzbetonausbaus bei komplexen FE-Modellen zeigt zwei mögliche Ansätze:

- a) Verwendung von nichtlinearen, zeitabhängigen Funktionen, die das Betonkriechen abbilden (vgl. u. a. VOLKMANN & SCHUBERT (2006,2007));
- b) diskrete Abstufung der Schalensteifigkeit (zumeist in zwei Schritten) mit fortschreitendem Ausbruch (vgl. u. a. MÖLLER & VERMEER (2006)).

Die Verwendung einer zeitabhängigen Ansatzfunktion für den E-Modul des Spritzbetons (Punkt a) erhöht den numerischen Aufwand der Berechnung. Außerdem müssen die Parameter der Funktion hinreichend genau bekannt sein. Einflussfaktoren, die nicht in der Funktion enthalten sind (z.B. Steifigkeitsverlust durch Rissbildung), bleiben unberücksichtigt oder müssen „händisch“ im Modell eingefügt werden.

Bei der diskreten Abstufung der Schalensteifigkeit (Punkt b) handelt es sich um einen gröberen Ansatz, der aber für die angestrebte Vielzahl an Berechnungen den wesentlichen Vorteil hat, dass hierfür weniger Berechnungszeit benötigt wird. Des Weiteren erfordert der zeitabhängige Ansatz der Steifigkeit eine Vielzahl von Parametern, so dass eine Berechnung nur auf sehr wenige Vortriebe übertragbar ist.

Für die Erstellung des FE-Modells wird deshalb eine zweifache Abstufung der Ausbausteifigkeit gewählt. Auf eine Beschreibung des Spritzbetons mit zeitabhängiger Kriechfunktion wird verzichtet.

In Kapitel 7 wird eine Variationsrechnung mit unterschiedlichen (diskret abgestuften) Schalensteifigkeiten durchgeführt. Es wird sich dort nur ein geringer Einfluss auf das Tragverhalten des Rohrschirms zeigen.

3.3 Umsetzung, Erstellung Basismodell RS88

3.3.1 FE-Programm

Das FE-Modell wird mit dem Programmpaket SOFiSTiK erzeugt und berechnet.

Dieses Programm bietet die Möglichkeit, quasi jede geometrische Form im dreidimensionalen Raum mit Elementen polygonal anzunähern bzw. zu beschreiben. Mehrere nichtlineare Materialmodelle sind implementiert. Neben dreidimensionalen Kontinuumselementen („bric“-Elemente) mit 8 Knoten stehen u.a. Schalen- und Balkenelemente zur Verfügung. Schalenelemente (sog. „quad“-Elemente) werden mittels 4 Knoten definiert, Balkenelemente („stab“-Elemente) benötigen nur 2 Knoten.

Die im Programm implementierten Schalen- und Kontinuumselemente enthalten einen erweiterten Ansatzraum nach dem EAS-Konzept (= Enhanced Assumed Strains). Dieses Konzept zeichnet sich dadurch aus, dass die Erweiterung des Ansatzraumes element-lokal erfolgt und damit nicht im globalen Gleichungssystem auftaucht. Durch die Ertüchtigung der Elemente mit zusätzlichen erweiterten („enhanced“) Anteilen, die sich nicht direkt aus dem Verschiebungsansatz ableiten („assumed“), können parasitäre Dehnungen eliminiert werden. Die sog. parasitären Dehnungen sind für die bekannten locking-Effekte verantwortlich. Grundlegende Forschungsarbeit zum EAS Konzept wurde durch Taylor und Wilson mit den sog. „nicht konservativen Verschiebungsansätzen“ geleistet (vgl. ASE (2007), S. 2-22). Mittlerweile wurde das EAS-Konzept überarbeitet und mit mehreren Forschungsarbeiten verifiziert. Ein wesentlicher Vorteil besteht darin, dass der erwähnte Shear-Locking-Effekt für solche Elemente ausgeschlossen werden kann. Beim Shear-Locking-Effekt kommt es zu ungewollter Versteifung der betroffenen Elemente bei hoher Schubbelastung. Durch die Verwendung von Elementen mit EAS-Formulierung kann die Anzahl der Knoten pro Element begrenzt bzw. reduziert werden, wodurch der numerische Aufwand bei gleichbleibender Genauigkeit sinkt.

Als Gleichungslöser des nichtlinearen Problems wird der „direct sparse solver“ (vgl. ASE (2007), S. 3-23) verwendet. Vorab erfolgt eine Optimierung der Bandbreite der Steifigkeitsmatrix. Die Funktionsweise des numerischen Löser ist vom Programmhersteller nicht näher dokumentiert. Es werden von der SOFiSTiK noch andere Gleichungslöser zur Verfügung gestellt; mit dem verwendeten Solver konnten jedoch die besten Ergebnisse hinsichtlich Stabilität und Berechnungszeit erzielt werden.

Für das gewählte FE-Programm liegen umfangreiche Erfahrungen für die Berechnung von Tunnelvortrieben (im Lockergestein) vor. Speziell eignet sich das FE-Programm, um komplexe Geometrien abzubilden.

3.3.2 Umsetzung der Geometrie zum Basismodell

Das Gebirge wird mit Kontinuumselementen modelliert. Die Spritzbetonschale besteht aus Schalenelementen. Rohre und Anker sind als Balkenelemente (Stäbe) modelliert. Ihnen können verschiedene Querschnitte zugewiesen werden. Die Schalenelemente des Spritzbetons und die Stabelemente werden im Gegensatz zu den Kontinuumselementen mit linear elastischem Ansatz berechnet.

Die Kalotten- und Sohlshalen werden mit 25 cm Spritzbeton C25/30 modelliert.

Der Querschnitt wird von 16 Rohrschirmrohren geschützt, die oberhalb bzw. seitlich der Kalottenschale liegen. Zur Stabilisierung der Ortsbrust werden 8 Anker eingesetzt.

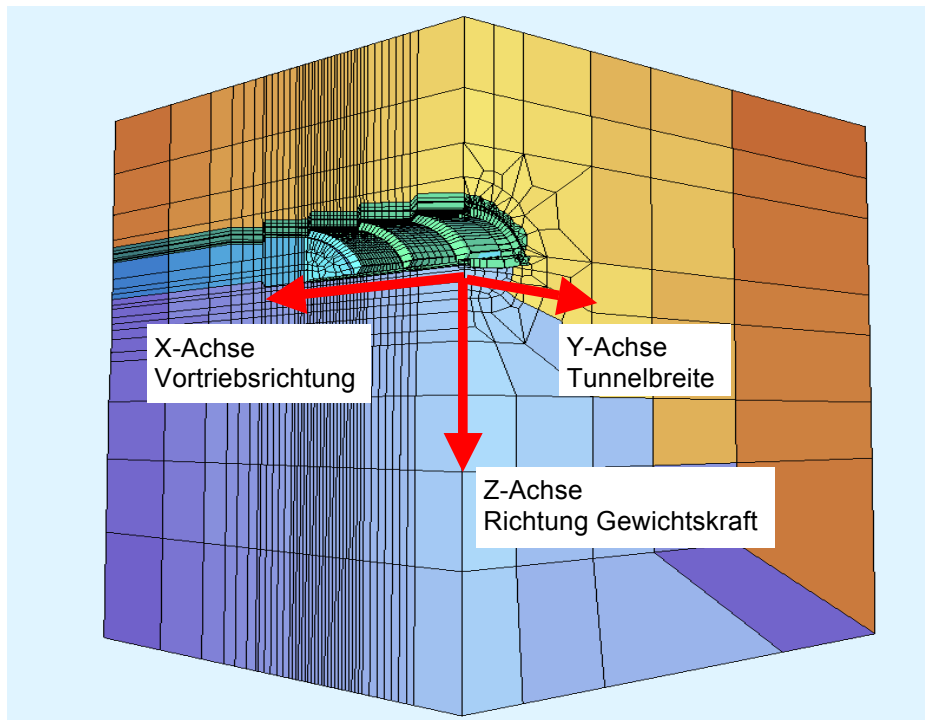


Abbildung 3.6: Gesamtmodell RS88

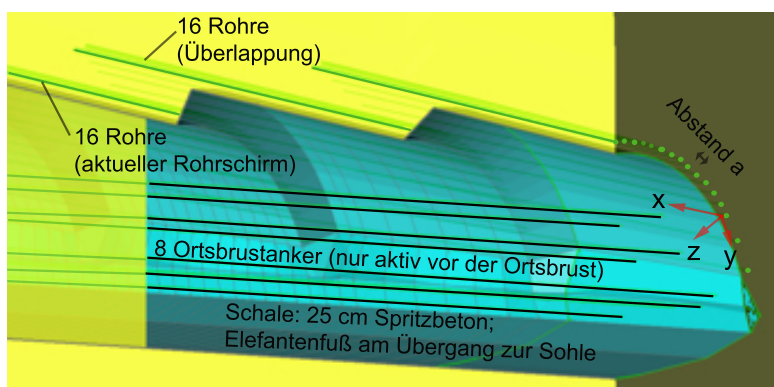


Abbildung 3.7: Modellierung der Ausbruchssicherung

Um die Rechenleistung durch Ausnutzung der Symmetriebedingungen gering zu halten, wird nur der halbe Vortrieb modelliert. Unterhalb und seitlich des Kalottenquerschnitts sind mehr als der vierfache Tunneldurchmesser an Gebirge vorhanden. Die Überdeckung des Tunnels kann (durch Ausschalten von Elementgruppen) variiert werden. Die Größe der Elemente beträgt etwa 50 cm an der Tunnelnische und nimmt auf mehrere Meter am Modellrand zu. Durch die Abstufung der Größe der brick-Elemente soll einerseits der Rechenaufwand verringert werden, während andererseits in den interessanten Modellbereichen in der Nähe des Rohrschirms die geringe Elementgröße für die notwendige Genauigkeit sorgt.

Es werden 3 Schirme mit je 8 m Vortrieb modelliert. Die Überlappung der Rohrschirme beträgt mindestens 2,5 m. Die Rohrschirmrohre haben nach außen eine Neigung von etwa 5° .

Es entsteht die für Rohrschirmvortriebe typische Sägezahngeometrie (vgl. Abb. 3.7 und 3.8). Die lokalen Koordinatensysteme der Stäbe sind so ausgerichtet, dass die y-Achse parallel zum Ausbruchsrund liegt. Die z-Achse zeigt Richtung Ausbruchsmitte (s. Abb. 3.7). Die x-Achse weist längs des Stabes in Richtung des Vortriebs. Der Abstand „a“ der Rohre beträgt 44 cm zu Beginn des Rohrschirms (bei Ausbruchprofil QS2; vgl. Abb. 3.2 bzw. Tab. 3.3).

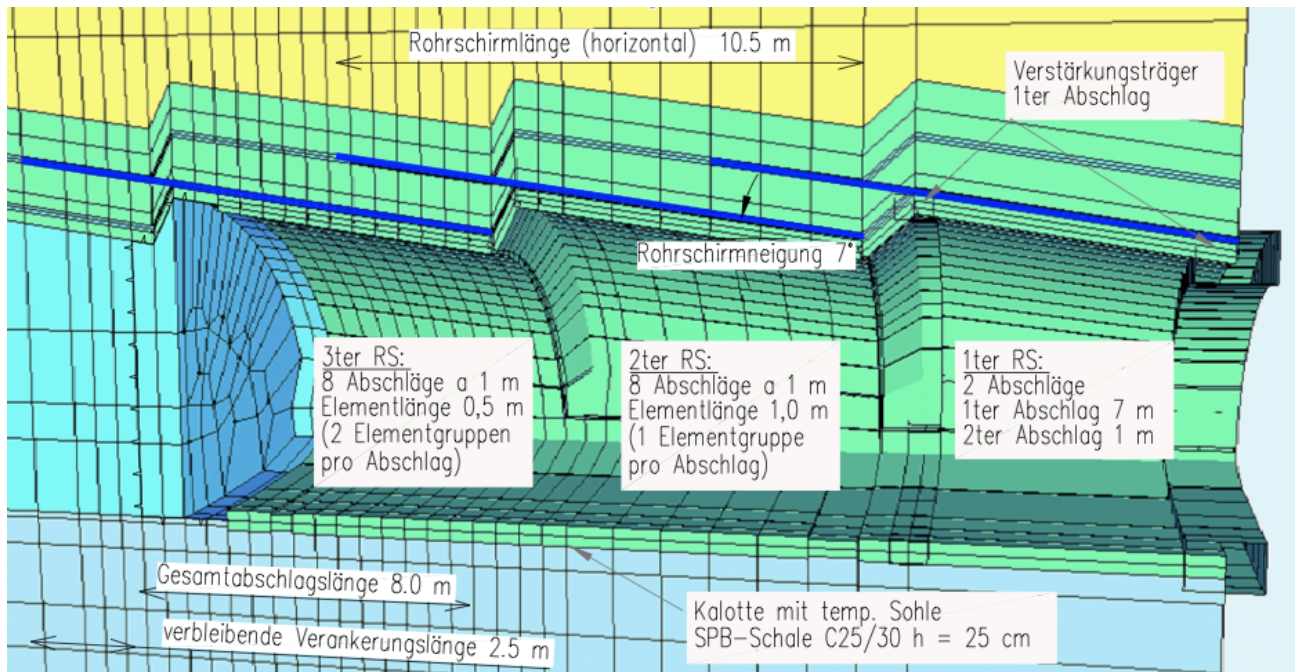


Abbildung 3.8: Sägezahnartiger Rohrschirmvortrieb

Wie bei anderen dreidimensionalen Untersuchungen (s. u.a. BRANDL (2005)) wird zur Reduktion der erforderlichen Rechenzeit der erste Abschnitt in einem Rechenschritt ausgehoben. Zur Stützung wird am Tunnelmund so wie am Ende des Abschnitts ein zusätzlicher Stabzug eingesetzt. Dass dieses Vorgehen nur vernachlässigbaren Einfluss auf die Schnittgrößen des für alle Untersuchungen betrachteten dritten Rohrschirms hat, zeigt sich dadurch, dass das maximale Biegemoment des zweiten und dritten Schirms nur geringe Unterschiede hat.

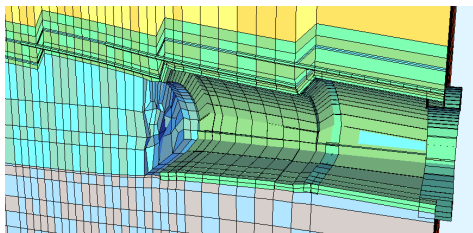
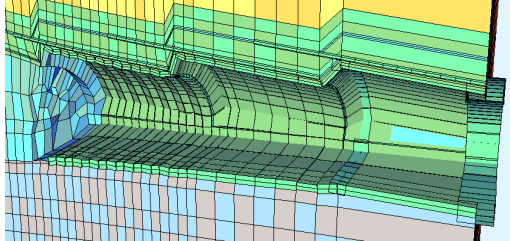
Der zweite Rohrschirmabschnitt wird in 1 m Abschlügen modelliert und berechnet. Der dritte Abschnitt ist in 0,5 m langen Elementen modelliert. Pro Abschlag (d.h. pro Rechenschritt) werden hier zwei hintereinander liegende Gebirgsabschnitte ausgebrochen.

Die Berechnung besteht entsprechend der gewählten Ausbruchsschritte aus 21 Lastfällen, die auf dem Primärspannungszustand des ungestörten Gebirges aufsetzen, wobei Spannungen und Verformungen des vorangegangenen Berechnungsschrittes jeweils als Ausgangspunkt für den nächsten Schritt dienen. Die Berechnung erfolgt unter Berücksichtigung eines nichtlinearen Materialmodells für das Gebirge (vgl. Kapitel 3.5 ff.).

Um die numerische Stabilität des Berechnungsablaufes zu erhöhen, wird die Ermittlung des Primärspannungszustandes des Gebirges numerisch (nicht durch analytische Vorgabe) durchgeführt. Als Basis wird dabei zunächst der Spannungszustand mit dem (einfacheren) Stoffmodell Mohr-Coulomb ermittelt. Falls die Berechnung mit einem höherwertigen Stoffmodell (Hardening Plasticity Soil, Hypoplastizität vgl. Kapitel 3.6) durchgeführt werden soll, schließt sich in einem nachfolgenden Schritt eine erneute Berechnung des Primärspannungszustandes mit dem zu verwendenden (komplexeren) Stoffmodell an, wobei auf Spannungen und Verformungen des ersten Berechnungsschrittes aufgesetzt wird.

Die Abfolge der Rechenschritte wird in nachfolgender Tabelle dargestellt:

Tabelle 3.1: Lastfallfolge im FE-Modell RS88

Verwendung	Lastfall LF [-]	Kurzbeschreibung (Abkürzungen: SPB = Spritzbetonschale; MC = Stoffmodell Mohr-Coulomb, gran = Stoffmodell Hardening Plasticity Soil, RS = Rohr- oder IBO-Schirm)
Erzeugung Ausgangsspannungszustand	1	Primärspannungszustand Stoffmodell MC (zur Verbesserung der num. Stabilität von LF2)
	2	Primärspannungszustand Stoffmodell gran bzw. Hypoplastizität.
	3	Bohren erster RS (nur Spannungen aus LF2 übernommen, keine Verformungen);
	4	Erster Abschlag unter erstem RS mit sofortiger Sicherung;
	5	Zweiter Abschlag unter erstem RS;
	6	Bohren zweiter RS, Einbau SPB 2ter Abschlag 1ter RS;
	7	1ter Abschlag 2ter RS, Aushärtung SPB 2ter Abschlag 1ter RS;
	8	2ter Abschlag 2ter RS, Einbau SPB 1ter Abschlag 2ter RS;
	9	3ter Abschlag 2ter RS, Einbau SPB 2ter Abschlag, Aushärtung SPB 1ter Abschlag;
	10	4ter Abschlag 2ter RS, Einbau SPB 3ter Abschlag, Aushärtung SPB 2ter Abschlag;
	11	5ter Abschlag 2ter RS, Einbau SPB 4ter Abschlag, Aushärtung SPB 3ter Abschlag;
	12	6ter Abschlag 2ter RS, Einbau SPB 5ter Abschlag, Aushärtung SPB 4ter Abschlag;
	13	7ter Abschlag 2ter RS, Einbau SPB 6ter Abschlag, Aushärtung SPB 5ter Abschlag;
	14	8ter Abschlag 2ter RS, Einbau SPB 7ter Abschlag, Aushärtung SPB 6ter Abschlag;
Auswertung Schnittgrößen und Verformungen am dritten RS	15	Bohren 3ter RS, Aushärtung 7ter Abschlag 2ter RS
	16	1ter Abschlag 3ter RS, Aushärtung SPB 8ter Abschlag 2ter RS  <p>Abbildung 3.9: FE-Modell RS88 LF16, Verformung 25-fach überhöht</p>
	17	2ter Abschlag 3ter RS, Einbau SPB 1ter Abschlag 3ter RS;
	18	3ter Abschlag 3ter RS, Einbau SPB 2ter Abschlag, Aushärtung SPB 1ter Abschlag;
	19	4ter Abschlag 3ter RS, Einbau SPB 3ter Abschlag, Aushärtung SPB 2ter Abschlag;
	20	5ter Abschlag 3ter RS, Einbau SPB 4ter Abschlag, Aushärtung SPB 3ter Abschlag;
	21	6ter Abschlag 3ter RS, Einbau SPB 5ter Abschlag, Aushärtung SPB 4ter Abschlag;
	22	7ter Abschlag 3ter RS, Einbau SPB 6ter Abschlag, Aushärtung SPB 5ter Abschlag;
	23	8ter Abschlag 3ter RS, Einbau SPB 7ter Abschlag, Aushärtung SPB 6ter Abschlag;  <p>Abbildung 3.10: FE-Modell RS88 LF23, Verformung 25-fach überhöht</p>

Durch die numerische Ermittlung des Ausgangsspannungszustandes verbessert sich die Konvergenz der nachfolgenden Aushubschritte wesentlich im Vergleich zu Berechnungen, bei denen der Primärspannungszustand analytisch vorgegeben wird.

Für Analysen des Tragverhaltens werden nur die Berechnungsergebnisse des dritten Rohrschirmabschnitts verwendet.

Neben den Schnittgrößen des Rohrschirms interessiert die Abhängigkeit der Firstverformungen und Setzungen der Geländeoberfläche von der Steifigkeit des Schirms.

3.4 Test zur Elementdiskretisierung in Längsrichtung

Um die Modellierungsgenauigkeit zu überprüfen wird ein Testmodell (Berechnung 204) erzeugt, bei dem der dritte Rohrschirm aus 0,25 m (anstatt 0,5 m) langen Elementgruppen besteht. Weil hierdurch die Gesamtlänge des Rohrschirms (um die Hälfte) abnimmt steigt die Neigung des Rohrschirms auf das Doppelte.

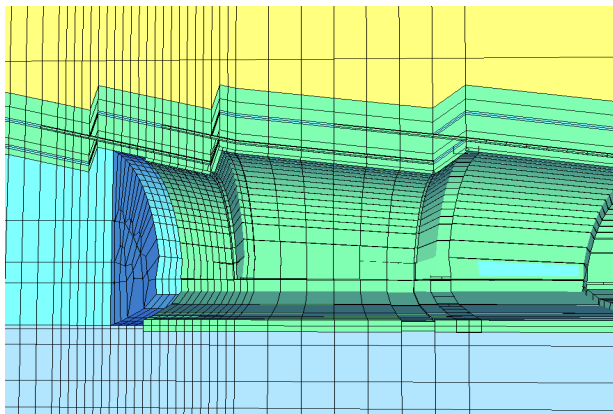


Abbildung 3.11: Kontrollmodell zur Diskretisierung Berechnung 204

Die hierdurch entstehenden Modellierungsunterschiede werden akzeptiert. Es soll eine Plausibilitätskontrolle der berechneten Biegemomente erfolgen.

Im dritten Rohrschirm werden vier Abschlüge mit je 1 m Abschlüglänge berechnet. Die minimale Verankerungslänge im Gebirge bleibt bei 2,5 m.

Bis auf die Veränderungen der Geometrie des dritten Rohrschirms entsprechen alle restlichen Parameter denen des Berechnungslaufs 104.

Die Biegemomente der Berechnung 204 werden mit denen der Berechnung 104 verglichen.

Wegen der unterschiedlichen Rohrschirm-längen und Neigungen sind die Normalkräfte der beiden Berechnungen nicht für einen Plausibilitätsvergleich geeignet.

Die jeweils maximalen Biegemomente der beiden Berechnungsläufe werden nachfolgend gegenübergestellt:

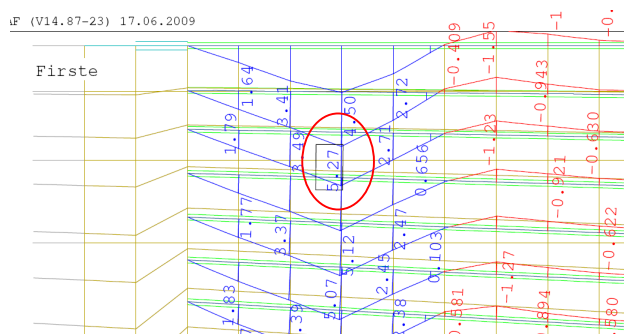


Abbildung 3.12: Abwicklung RS, Biegemoment M_y [kNm] Ber. Nr. 104, LF17;

$M_{MAX} = 5,27 \text{ kNm}$;

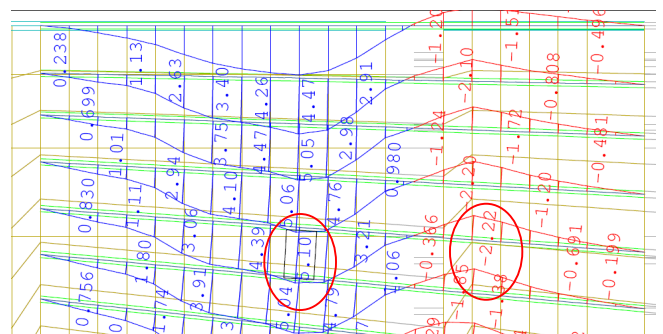


Abbildung 3.13: Abwicklung RS, Biegemoment M_y [kNm] Ber. Nr. 204, LF18;

$M_{MAX} = 5,10 \text{ kNm}$; $M_{MIN} = -2,22 \text{ kNm}$

Es zeigen sich Unterschiede in Form und Lage des Biegemomentenverlaufs. Wegen der höheren (doppelt so hohen) Anzahl an Elementen ergeben sich wesentlich „rundere“ Momentenlinien in der Berechnung 204.

Maximales und minimales Biegemoment treten in einem Aushubschritt (LF18) bei Berechnung 204 auf, während bei Rechenlauf 104 maximales und minimales Moment in zwei verschiedenen Aushubschritten (LF17 und LF21) auftreten.

Die Größe der ermittelten Biegemomente zeigt jedoch nur geringe Abweichung. Bezogen auf die Ergebnisse der Berechnung 204 ergibt sich die relative Abweichung zu 3,3 % bzw. 4,5 %.

Im Hinblick auf die Modellunterschiede (Rohrschirmlänge, Rohrschirmneigung) erscheint die Abweichung gering. Es wird davon ausgegangen, dass eine gewählte Elementlänge von 0,5 m bzw. die Verwendung von zwei Elementgruppen ausreicht, um die Beträge der Rohrschirmschnittgrößen mit ausreichender Genauigkeit zu beschreiben.

3.5 Nichtlineare Stoffmodelle zur Beschreibung des betrachteten Gebirges

Wie bereits in Kapitel 3.2.2 beschrieben, wurden die bisher veröffentlichten Berechnungen zu Rohrschirmvortrieben mit dem Stoffmodell Mohr-Coulomb durchgeführt.

Es liegen komplexere Stoffmodelle vor, die für die Beschreibung von Lockergestein geeignet sind. Auf drei konstitutive Modelle soll im Folgenden näher eingegangen werden, um deren prinzipielle Eigenschaften vorzustellen. Dabei werden die Formulierungen vorgestellt, die im verwendeten FE-Programm SOFiSTiK implementiert sind. Im darauffolgenden Kapitel 3.6 werden die drei Stoffmodelle auf ihre Eignung für das betrachtete FE-Modell RS88 untersucht.

Die zu den unterschiedlichen Stoffmodellen nachfolgend aufgeführten Gleichungen gelten für die Spannungsdefinition der allgemeinen Mechanik, bei der Zug als positiv und Druck mit negativem Vorzeichen berücksichtigt wird.

3.5.1 Mohr-Coulomb

Das Stoffmodell Mohr-Coulomb stellt mit seinem ideal-elastisch, ideal-plastischen Verhalten die einfachste Kategorie der nichtlinearen Stoffmodelle dar. Im eindimensionalen Raum kann das elasto-plastische Verhalten durch eine Hintereinanderschaltung eines Feder- und eines Reiblements beschrieben werden:

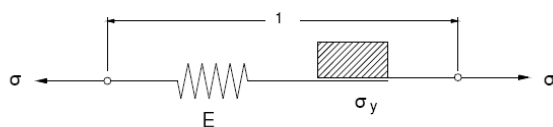
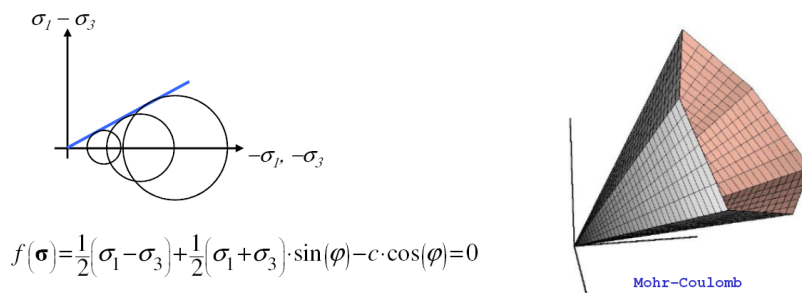


Abbildung 3.14: Rheologische Interpretation des elasto-plastischen Verhaltens in einer Dimension (aus HEIDKAMP (2009), S. 14)

Für das vorliegende 3-dimensionale Problem ergibt sich die Fließbedingung für Scherbeanspruchung ($f(\sigma)$ in Vektorschreibweise bzw. $f(T)$ in Tensorschreibweise) im Hauptspannungsraum als 6-seitiger Trichter:



$$f(\boldsymbol{\sigma}) = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) + \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) \cdot \sin(\varphi) - c \cdot \cos(\varphi) = 0$$

Abbildung 3.15: Darstellung der Fließbedingung im Hauptspannungsraum (s. HEIDKAMP (2009), S. 16)

Innerhalb der Fließflächen reagieren die Elemente ideal-elastisch mit den zugehörigen Parametern E_{ur} (E-Modul) und der Querdehnzahl μ (vgl. ASE (2007), TALPA (2009)). Der E-Modul bleibt hierbei für alle Spannungszustände im elastischen Bereich konstant. Er ist unabhängig von der Belastungsrichtung, d.h. es kann nicht zwischen Be- und Entlastung unterschieden werden.

Erreicht ein Element die Fließfläche, so wird sein Spannungs-Dehnungsverhalten durch das plastische Potential $g(T)$ bestimmt. Das plastische Potential ist eine von $f(T)$ verschiedene Funktion, welche eingeführt wurde, um die Materialdehnungsraten im Fall von assoziiertem Fließen (dilatantes Verhalten mit $\psi = \varphi$) nicht zu überschätzen (vgl. BLIEM (2001), S. 37). Die Rate der plastischen Verzerrung D^p ergibt sich nach ihrem Betrag durch Auswertung des sog. Konsistenzparameters. Ihre Richtung wird aus der Ableitung des plastischen Potentials nach dem Spannungszustand ermittelt.

Mit dem sogenannten nicht assoziativen Teil des plastischen Potentials kann eine Volumenzunahme bzw. -abnahme beschrieben werden. Maßgebende Stoffkonstante zur Regelung dieses Verhaltens ist der Dilatanzwinkel ψ . Dilatantes Verhalten führt zu einer Erhöhung des hydrostatischen Spannungszustandes bei verhinderter Dehnmöglichkeit. Durch die Berücksichtigung von Dilatanz ergibt sich bei entsprechenden Randbedingungen also eine Verfestigung und damit eine Abweichung vom ideal plastischen Verhalten.

In den Berechnungen dieser Arbeit wird kein dilatantes, bzw. kontraktantes Verhalten berücksichtigt (d.h. $\psi = 0$), wenn mit dem Stoffmodell Mohr-Coulomb gerechnet wird.

Die im Programmpaket SOFiSTiK vorgesehene Erweiterung der Stoffmodellformulierung um ebene Zugbegrenzungsflächen (vgl. ASE (2007), S. 3-74) wird verwendet. Die Zugfestigkeit wird bei allen verwendeten Böden und Materialmodellen zu „0“ gesetzt (sog. tension cut-off).

3.5.2 Gran Extended (Hardening Plasticity Soil)

Das Materialmodell Mohr-Coulomb beschreibt im Allgemeinen hinreichend gut die Bruchvorgänge von Böden. Bei der Abbildung der Verformungsvorgänge bestehen jedoch meist deutliche Unterschiede zwischen Verformungsprognose und realem Verhalten. Entsprechende Triaxialversuche zeigen ein nichtlineares, spannungsabhängiges Verformungsverhalten der Bodenproben schon weit vor dem Bruch, sowie deutliche Unterschiede zwischen Be- und Entlastungssteifigkeit.

Ohde konnte 1939 die Steifigkeitserhöhung bei Kompressionsbelastung mathematisch beschreiben. Kondner gelang es 1963 die Steifigkeitsreduktion bei erhöhten Scherspannungen mit der sog. Kondner-Parabel zu approximieren. Beiden Formulierungen ist gemein, dass der Zusammenhang zwischen Verformung und Spannung zwar über den E-Modul ausgedrückt wird, dieser aber abhängig vom vorliegenden Spannungszustand ist.

Das Verfahren wird deshalb auch als „Nichtlineare Elastizität“ oder „Pseudoelastizität“ bezeichnet. (vgl. SKRIPTUM VERTIEFUNG GEOTECHNIK I (2006)).

Unter Berücksichtigung der Plastizitätstheorie sind die Pseudoelastischen Eigenschaften als „hardening plasticity soil“ Formulierung (vgl. HEIDKAMP (2009), S. 18) in das FE-Programm implementiert.

Im Programm selbst wird das Stoffmodell als „Gran Extended“ (vgl. ASE (2007), S. 3-76 ff.) bezeichnet.

Durch die Berücksichtigung von deviatorischer und kompressiver Verfestigung über zwei Fließflächen („double hardening“) können insbesondere (aber nicht nur) granulare Medien, d.h. Lockergesteinsböden im Spannungs-Verformungspfad realistisch beschrieben werden.

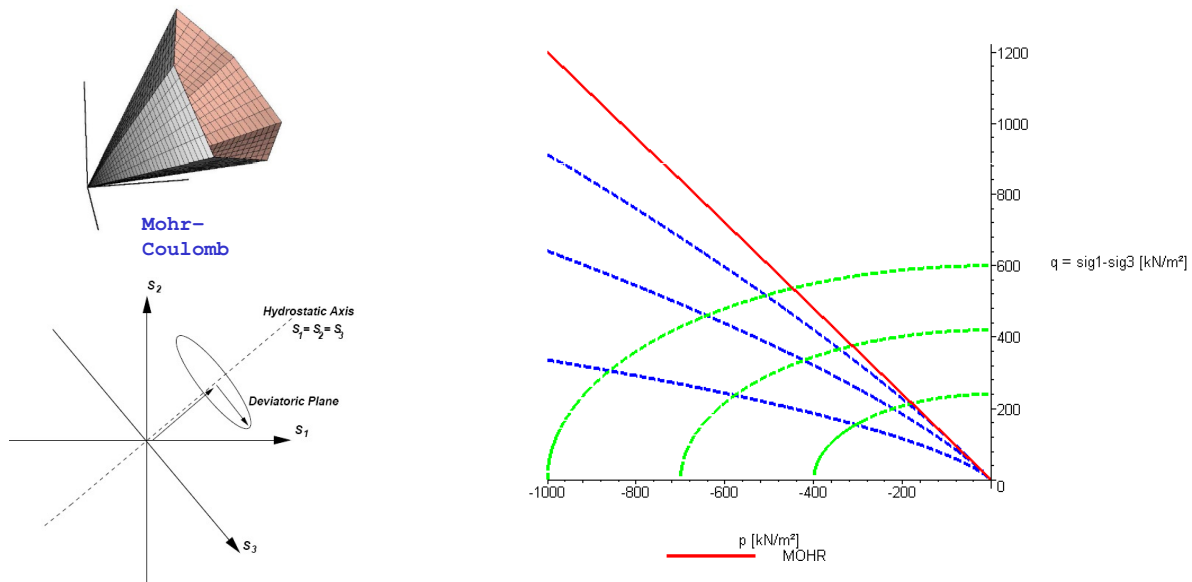


Abbildung 3.16: Visualisierung der zwei Kappenflächen als sich schneidende Kurven in der zweidimensionalen Haigh - Westergaard - Darstellung (s. HEIDKAMP (2009), S. 21)

Für die Beschreibung der deviatorischen Verfestigung sind die Parameter $E_{50,ref}$ (E_{50} -modul bei der Spannung σ_{ref} oder p_{ref}) und dem Exponent m erforderlich. Sie beschreiben den Verlauf der Kondner Parabel:

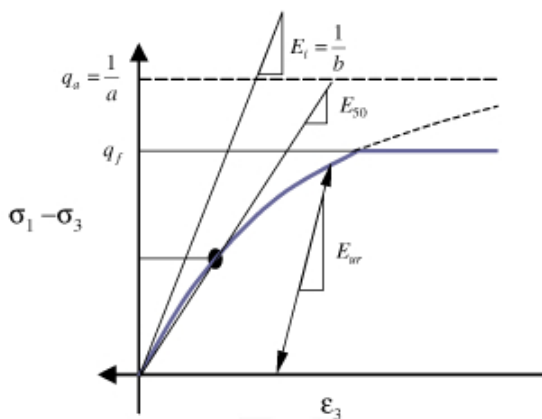


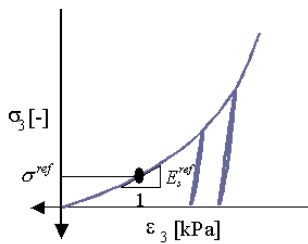
Abbildung 3.17: Kondnerparabel mit Grenzgerade nach Mohr-Coulomb (s. HEIDKAMP (2009), S. 19)

$$E_{50} = E_{50,ref} \cdot \left[\frac{|\sigma_1| \cdot \sin \varphi + c \cdot \cos \varphi}{p_{ref} \cdot \sin \varphi + c \cdot \cos \varphi} \right]^m$$

Abbildung 3.18: Formel für die Ermittlung des E_{50} -Moduls in Abhängigkeit des Spannungszustandes (s. ASE (2007), S. 3-80)

Die pseudoelastische Verformung des Materials bei Schubverformung (Konderparabel) wird durch die Bruchspannung nach Mohr-Coulomb begrenzt. Erreicht ein Element die Mohr'sche Bruchspannung, so tritt bei weiterer Beanspruchung plastisches Fließen entlang der Mohr-Coulomb-Grenzfläche auf.

Der nichtlineare Zusammenhang zwischen oedometrischer Spannung und Dehnung wird entsprechend der Beschreibung des deviatorischen Spannungs-Dehnungsverhaltens mit den Parametern $E_{s,ref}$ (Steifigkeitsmodul bei der Spannung σ_{ref} oder p_{ref}) und dem Exponent m beschrieben. Zur Kalibrierung des Seitendrucks wird der Ruhedruck mit dem Parameter K_0 eingestellt.



$$E_s = E_{s,ref} \cdot \left[\frac{|\sigma_3| \cdot \sin \varphi + c \cdot \cos \varphi}{p_{ref} \cdot \sin \varphi + c \cdot \cos \varphi} \right]^m$$

Abbildung 3.19: Spannungs-Dehnungsplot eines Ödometerversuchs und Formel zur Beschreibung des Steifigkeitsmodules in Abhängigkeit des Spannungszustandes (s. ASE (2007), S. 3-80)

Die Variationsbetrachtungen der folgenden Kapitel setzten dabei vereinfachend voraus, dass die Referenzmodule gleich sind, d.h. dass folgender Zusammenhang gilt:

$$E_{50,ref} \approx E_{s,ref}$$

Dies wurde durch Forschungsarbeiten empirisch bestätigt.

Die volumetrische Dehnung wird programmintern durch eine Beschreibung der Dilatanz über den mobilisierten Reibungswinkel und den kritischen Reibungswinkel nach Rowe (vgl. TALPA (2009), S. 3-66) berücksichtigt.

$$\sin \psi_m = \frac{\sin \varphi_m - \sin \varphi_{cs}}{1 - \sin \varphi_m \sin \varphi_{cs}}$$

$$\sin \varphi_m = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2c \cot \varphi - \sigma'_1 - \sigma'_3}$$

(Maß für die Scherbeanspruchung)

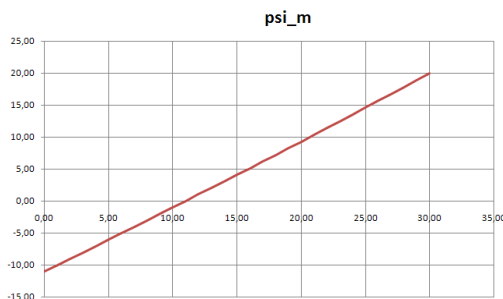


Abbildung 3.20: Abhängigkeit des mobilisierten Dilatanzwinkels vom mobilisierten Reibungswinkel (s. HEIDKAMP (2009), S. 22)

Der kritische Reibwinkel φ_{cs} ergibt sich am Übergang von kontraktantem zu dilatantem Verhalten. Er wird mit folgender Gleichung beschrieben:

$$\sin \varphi_{cs} = \frac{\sin \varphi - \sin \psi}{1 - \sin \varphi \sin \psi}$$

Abbildung 3.21: Ermittlung des kritischen Reibungswinkels (s. TALPA (2009), S. 3-66)

Im Bruchzustand (d.h. auf der Mohr-Coulomb Fließfläche) entspricht dabei der mobilisierte Dilatanzwinkel dem Vorgabewinkel ψ . Wie bei den Berechnungen mit dem Stoffmodell Mohr-Coulomb wird der Vorgabewinkel der Dilatanz im Bruchzustand zu $\psi = 0$ gesetzt.

Eine Volumenzunahme bei Dilatanz ergibt sich in Ratenform zu:

$$\dot{\varepsilon}_{p,v} = \dot{\varepsilon}_p \sin \psi_m$$

Abbildung 3.22: Plastische volumetrische Dehnungsrate in Abhängigkeit des mobilisierten Dilatanzwinkels (s. TALPA (2009), S. 3-66)

Die Berechnung der Entlastung und Wiederbelastung erfolgt mit den elastischen Parametern E_{ur} (E-Modul) und der Querdehnzahl μ . E_{ur} wird ebenfalls spannungsabhängig ermittelt – es gilt der gleiche Zusammenhang wie für E_{50} (vgl. Abbildung 3.18).

Das vorgestellte Materialmodell „Gran Extended“ wird sich bei den weiteren Untersuchungen als das geeignetste Materialmodell erweisen, um den betrachteten Rohrschirmvortrieb zu beschreiben.

„Gran Extended“ entspricht in seiner Formulierung den Vorgaben der Materialroutine „Hardening Soil small cap“ (vgl. PELZ, FILLIBECK & VOGT (2009); MÖLLER & VERMEER (2006)) des FE-Programmes Plaxis.

3.5.3 Hypoplastizität nach von Wolfersdorff

Die Hypoplastizität verlässt den Bereich der elasto-plastischen Stoffmodelle, bei denen über mehrere Funktionen das Verhalten des Bodens in verschiedene Zustände (elastisch, plastisch) aufgeteilt wird. Das Verhalten des Bodens wird stattdessen nur mittels einer Gleichung beschrieben.

Als maßgebender Parameter wird die Porenzahl e (Verhältnis von Porenvolumen zu Feststoffvolumen) eingeführt. Über die Abhängigkeit der Porenzahl vom Spannungszustand können die Eigenschaften eines Bodens in verschiedenen Lagerungszuständen (dichte Lagerung, lockere Lagerung etc.) beschrieben werden.

Das Stoffmodell beschreibt die Änderungsrate des Spannungstensors in Abhängigkeit des vorliegenden Spannungszustands, der Dehnungsraten und der Porenzahl. Die sog. Jaumann Spannungsrate kann als Addition eines linear von der Dehnungsrate abhängigen Funktionsteils und eines nichtlinearen Funktionsteils beschrieben werden:

$$\overset{\circ}{T} = L(T, e, D) + N(T, e, \|D\|)$$

Abbildung 3.23: Abhängigkeit der Jaumann Spannungsrate von der Dehnungsrate, der Porenzahl und des Spannungszustandes nach von Wolfersdorff (aus KEITER & HEIDKAMP, S. 2)

In obiger Gleichung ist L der lineare Funktionsteil. Der Gleichungsteil N hängt von der Norm der Deformationsrate $\|D\|$ ab, welches sich in Abhängigkeit von D^2 als $\|D\| = \sqrt{\text{tr}(D^2)}$ ergibt und das unterschiedliche Verhalten bei Be- und Entlastung regelt (vgl. BLIEM (2001), S. 39). Die Jaumann-Spannungsrate kann mit Hilfe des Cauchy-Spannungstensors und den Geschwindigkeitsgradienten in Cauchy-Spannungsraten überführt werden (vgl. KEITER & HEIDKAMP).

Auf eine genauere Darstellung der konstitutiven Gleichung wird an dieser Stelle verzichtet.

In seiner strengen Formulierung ist die Hypoplastizität nach von Wolfersdorff nur für kohäsionslose Böden anwendbar. Durch Abzug der Kohäsion von den Komponenten der Diagonalen des Hauptspannungstensors vor der Berechnung und spätere Addition auf den Tensor des Berechnungsergebnisses, wird in der vorliegenden Implementierung die Wirkung der Kohäsion vereinfacht als „temporäre Verschiebung des Spannungstensors in Richtung des Druckbereiches“ (vgl. KEITER & HEIDKAMP, S. 5) berücksichtigt.

Neben der aktuell vorliegenden Porenzahl und dem aktuell gültigen Cauchy-Spannungstensor werden für das Stoffmodell folgende Parameter benötigt (vgl. KEITER & HEIDKAMP, S. 5 f.):

- Der kritische Reibwinkel φ_c (Schüttwinkel des trockenen, lockeren Bodens);
- Granularhärte h_s und Exponent n – sie werden aus einem Oedometerversuch bestimmt;
- Porenzahl bei dichtester Lagerung e_{d0} (in etwa gleich der Porenzahl bei dichtester Lagerung nach DIN 18126);
- Porenzahl e_{c0} im kritischen Zustand, gleich der Porenzahl bei verschwindendem Korndruck, bei lockerster Lagerung etwa gleich e_{max} nach DIN 18126;
- Porenzahl bei lockerster isotroper Lagerung e_{i0} – empirisch abschätzbar als $e_{i0} \approx 1,14 \cdot e_{c0}$;
- Exponent α , der den Einfluss der Dichte auf den Peakreibungswinkel definiert – Bestimmung aus einem Triaxialversuch;
- Exponent β bestimmt die Zunahme der Spannungsrate bei zunehmender Dichte, aus ödometrischem Kompressionsversuch ableitbar;
- zusätzlich: Korndichte ρ_s , mit deren Hilfe und zusammen mit der Porenzahl kann die vorliegende Wichte des Bodens errechnet werden.

Für die Lösung des nichtlinearen Problems (Änderung der Spannungsrate) sind mehrere verschachtelte Subinkrementierungen jedes Rechenschritts notwendig (vgl. KEITER & HEIDKAMP, S. 5). Das Vorgehen wird auch als Sub-stepping bezeichnet (s. BLIEM (2001), S. 52). Hierbei wird jeder Rechenschritt in n (globale) Teilschritte unterteilt. Wird bei der Berechnung eines Teilschritts die Grenzbedingung verletzt, so wird der Teilschritt in weitere Subinkremente zerlegt und diese einzeln ausgewertet (s. KEITER & HEIDKAMP, S. 10).

Mit dem Materialmodell „Hypoplastizität“ kann das Verhalten von granularen Böden genau beschrieben werden. Im Gegensatz zu Gran Extended, das mehrere Ansatzfunktionen benötigt, um eine Verfestigung zu beschreiben, kann die Hypoplastizität dies auf Veränderungen des Korngerüsts (d.h. des Porenanteils) zurückführen (s. SKRIPTUM VERTIEFUNG GEOTECHNIK I (2006), S. 37).

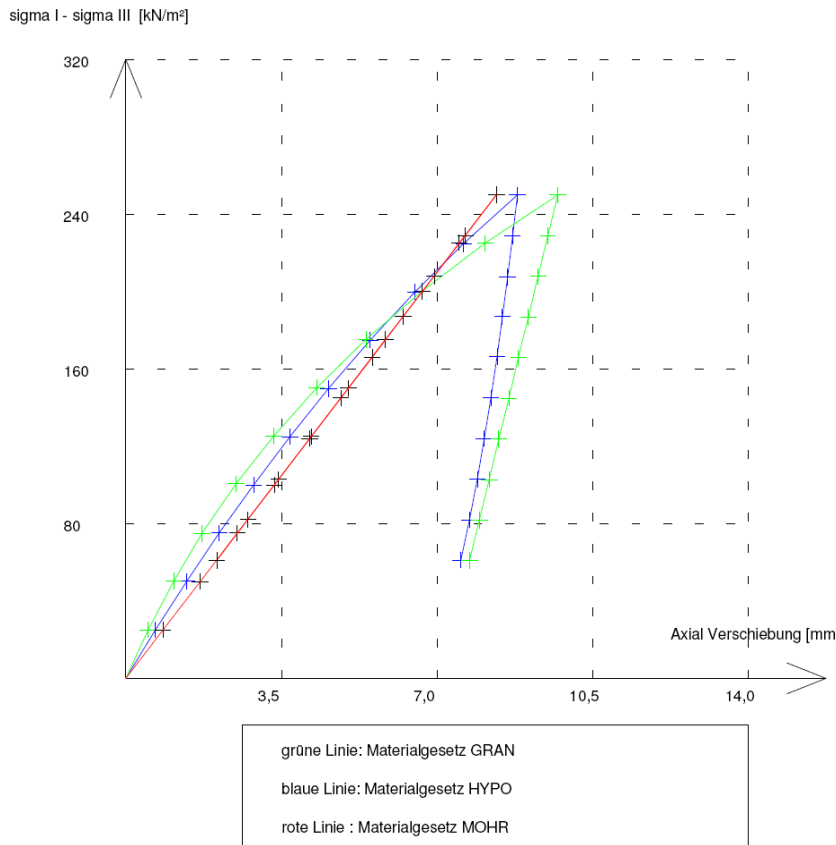
Neben dem hohen numerischen Aufwand zur Lösung des Gleichungssystems (aufgrund des erforderlichen Substeppings) erschwert insbesondere die Anzahl und Art der erforderlichen Eingangsparameter die Verwendung des Hypoplastischen Stoffmodells.

3.6 Einfluss der Stoffmodelle auf die Rohrschirmschnittgrößen

Zur Überprüfung des Einflusses unterschiedlicher Materialmodelle auf die Ergebnisse der FE-Berechnung wurden am Modell RS88 drei verschiedene Stoffmodelle untersucht:

- 1) Mohr-Coulomb
- 2) Hardening Plasticity Soil (Gran Extended)
- 3) Hypoplastizität nach v. Wolfersdorff

Die Parameter der drei verschiedenen Stoffmodelle werden an einem numerischen Triaxialversuch geeicht, so dass die bestmögliche Übereinstimmung der drei Kraft-Verformungskurven erzielt wird.



Verwendete Stoffparameter:

Mohr Coulomb:

$\phi = 35^\circ$; $E = 30 \text{ MN/m}^2$;
 $\Psi = 0^\circ$; $c = 5 \text{ kN/m}^2$;
 $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$;

Gran Extended:

$\phi = 35^\circ$; $E(0) = 60 \text{ MN/m}^2$;
 $E(50_{\text{ref}}) = 20 \text{ MN/m}^2$;
 $m = 0.7$; $R_f = 0.9$;
 $\sigma_{\text{ref}} = 100 \text{ kN/m}^2$;
 $c = 5 \text{ kN/m}^2$; $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$;

Hypoplastizität nach von Wolfersdorff:

$\phi = 30^\circ$; [$E = 30 \text{ MN/m}^2$];
 $hs1 = 5800000$;
 $ednull1 = 0,53$;
 $ecnull2 = 0,84$; $einull3 = 1,0$;
 $\alpha1 = 0,13$; $\beta1 = 0,65$;
 $porennull1 = 0,65$;
 $c = 5 \text{ kN/m}^2$; $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$;

Abbildung 3.24: Kraft-Verformungskurve der betrachteten Böden im numerischen Triaxialversuch

Die Bodenparameter des Stoffmodells „Hypoplastizität“ wurden hierbei an die entsprechenden Kenngrößen des „Karlsruher Sandes“ (vgl. KEITER & HEIDKAMP, S. 6) angelehnt. Die Parameter der beiden anderen Stoffmodelle wurden so gewählt, dass die Kurven möglichst nahe an der hypoplastischen Versuchskurve liegen – bei Wahrung einer physikalischen Plausibilität (soweit erkennbar).

Im durchgeführten Versuch wird die „Probe“ bei einer seitlichen Spannung von $\sigma_{III} = -200 \text{ kN/m}^2$ in Achsenrichtung schrittweise bis zu einer Spannung von $\sigma_I = -450 \text{ kN/m}^2$ belastet. Dies entspricht etwa dem Überlagerungsdruck auf Firshöhe des betrachteten Tunnels ($\sigma_{zz} = -23 \text{ m} \cdot 19 \text{ kN/m}^3 = -437 \text{ kN/m}^2$).

Mit den wie oben beschriebenen Parametern wird das dreidimensionale Rohrschirmmodell RS88 für jedes Materialmodell berechnet.

3.6.1 Rechenzeit

Die Berechnungszeit nimmt mit steigender Komplexität des Stoffmodells naturgemäß zu. Die absolute Zeit hängt von der verfügbaren Rechenleistung ab. Der besseren Vergleichbarkeit wegen wird die relative Rechenzeit der drei untersuchten Materialmodelle für das Modell RS88 angegeben. Die Rechenzeit wird hierbei als T_{berech} bezeichnet.

Es gilt etwa:

$$T_{\text{berech}}(\text{Mohr-Coulomb}) : T_{\text{berech}}(\text{Hardening Plasticity Soil}) : T_{\text{berech}}(\text{Hypoplastizität}) \approx 0,2 : 1 : 4,4$$

Wobei die Berechnungszeit Hardening Plasticity Soil - Modells auf einem modernen Mehrprozessorenrechner etwa 16000 Sekunden beträgt.

3.6.2 Berechnungsergebnis

Ziel der dreidimensionalen FE-Untersuchung ist die Beschreibung der Zustände und Zustandsgrößen, welche dem Rohschirm durch den Tunnelvortrieb aufgezungen werden. Zur Validierung der Materialmodelle wird deshalb das Biegemoment der Rohrschirmrohre verglichen.

Nachfolgend ist exemplarisch das Ergebnis für einen signifikanten Aushubschritt dargestellt:

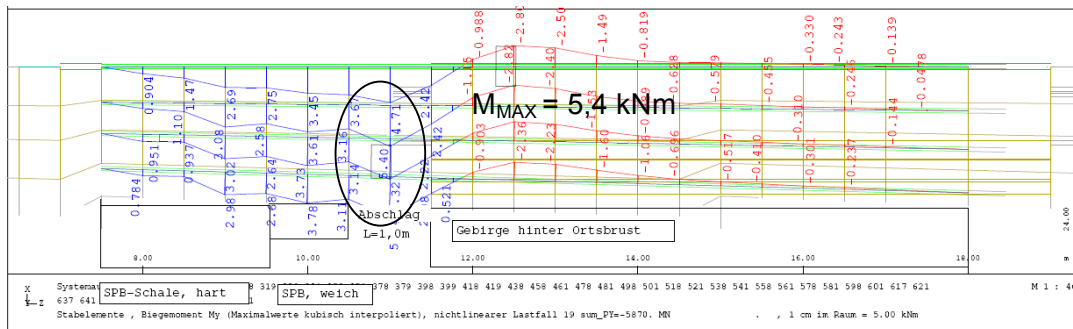


Abbildung 3.25: Biegemoment der Firstrohre M_y [kNm] LF19, Stoffmodell Mohr-Coulomb, Rohrschirmrohre d_N 88 mm

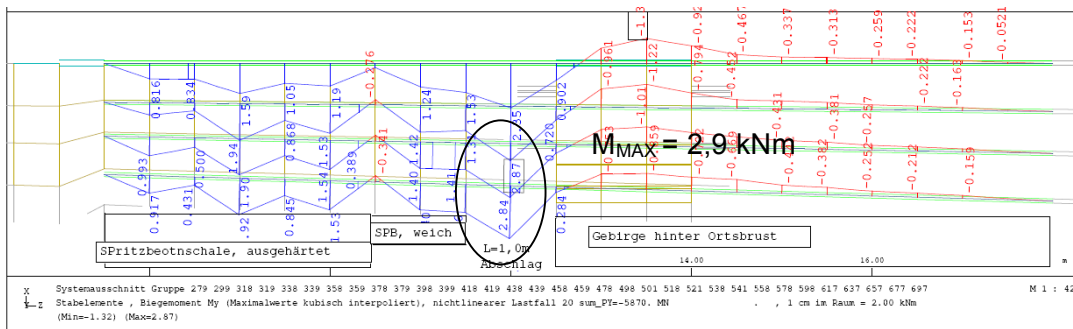


Abbildung 3.26: Biegemoment der Firstrohre M_y [kNm] LF19, Stoffmodell Gran Extended, Rohrschirmrohre d_N 88 mm

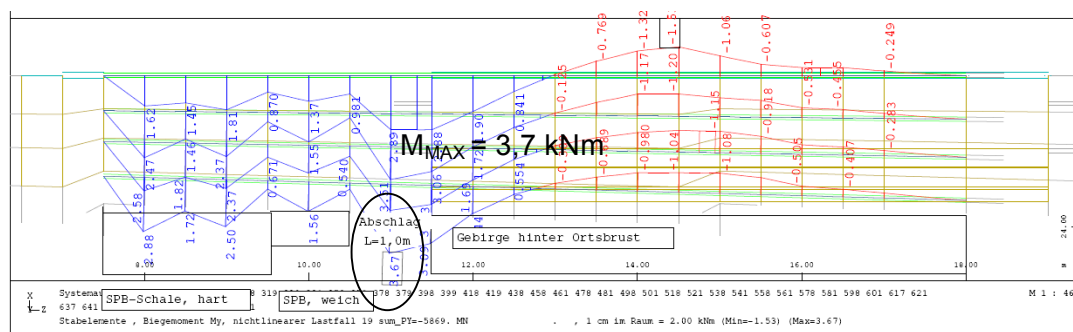


Abbildung 3.27: Biegemoment der Firstrohre M_y [kNm] LF19, Stoffmodell Hypoplastizität, Rohrschirmrohre d_N 88 mm

Es zeigt sich eine gute Übereinstimmung der Biegemomente bei den Stoffmodellen Hardening Plasticity Soil und Hypoplastizität (vgl. Abbildung 3.26 und 3.27).

Die Ähnlichkeit der Kurven bezieht sich dabei sowohl auf die Form, als auch auf den Betrag (2,9 kNm zu 3,7 kNm, was einem relativen Fehler von 28 % entspricht).

Die Unterschiede der Schnittgrößen können zum Teil darauf zurückgeführt werden, dass es nicht vollständig gelang, die Parameter der Stoffmodelle so zu wählen, dass sich eine vollständige Übereinstimmung der Kurven im Triaxialversuch ergeben hätte.

Eine Vergleichsrechnung mit auf d_N 160 mm vergrößertem Rohrschirmdurchmesser zeigt, dass die Unterschiede zwischen den Stoffmodellen Gran Extended und Hypoplastizität mit steigender Biegesteifigkeit des Schirmes abnehmen:

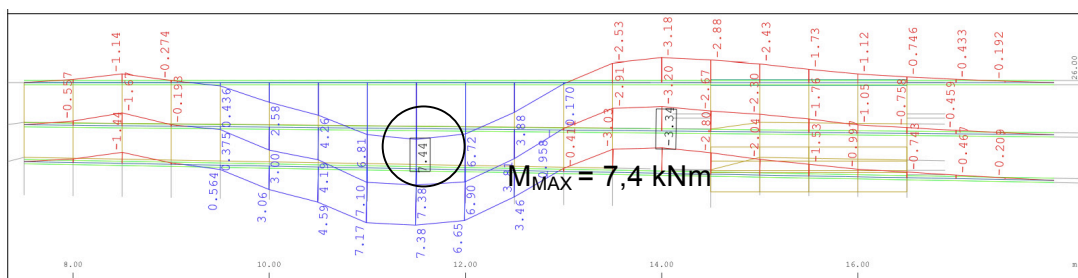


Abbildung 3.28: Biegemoment der Rohre M_y [kNm] nahe der Firste, LF19, Stoffmodell Gran Extended, Rohrschirmrohre d_N 160 mm

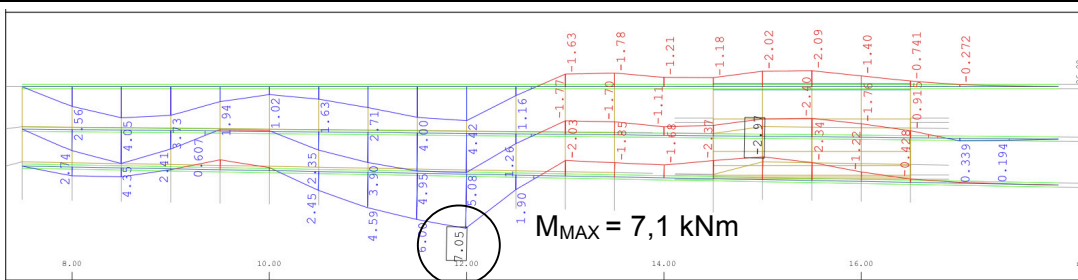


Abbildung 3.29: Biegemoment der Rohre M_y [kNm] nahe der Firste, LF19, Stoffmodell Hypoplastizität, Rohrschirmrohre d_N 160 mm

Deutliche Unterschiede bestehen zum Materialmodell Mohr-Coulomb:

Die beiden Kurven der Abbildungen 3.26 und 3.27 unterscheiden sich stark vom Biegemomentenverlauf des einfacheren Stoffmodells Mohr-Coulomb in Abbildung 3.25. Die Maximalbeträge differieren um etwa 100 %.

Die Unterschiede lassen vermuten, dass es beim Aushub unter dem Rohrschirm zu wiederholenden Belastungs- und Entlastungswechseln kommt, welche vom Stoffgesetz Mohr-Coulomb nicht mit realistischen Steifigkeitsansätzen abgebildet werden können.

Zur Verifizierung obiger Annahme („während des Fortschreitens der Ortsbrust unter dem Rohrschirm kommt es zu wiederholten Be- und Entlastungsvorgängen“) werden nachfolgend die Spannungsänderungen eines Elements zwischen zwei Rohrschirmrohren betrachtet.

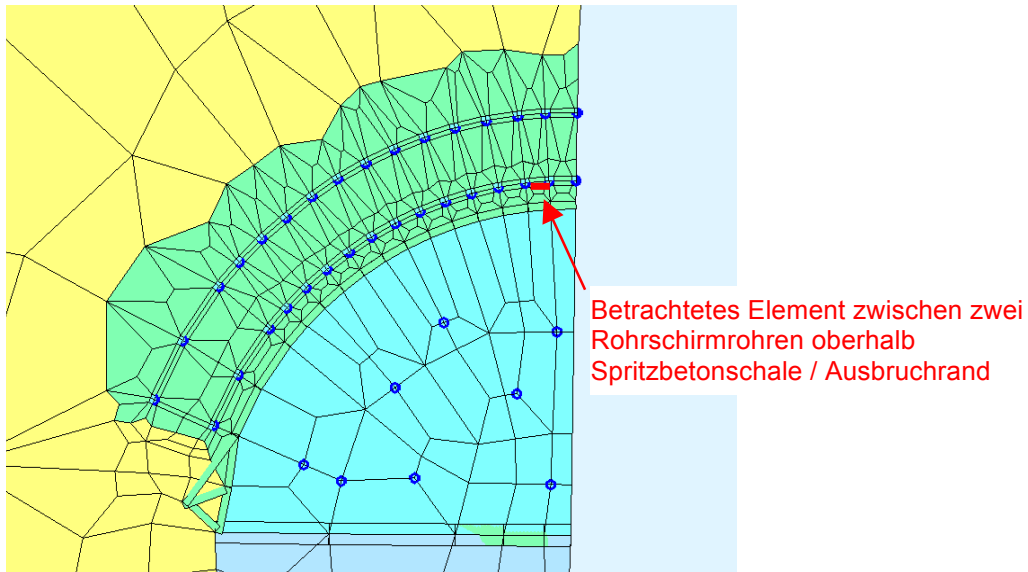


Abbildung 3.30: Lage des betrachteten Elements

Näher untersucht werden im folgenden die Spannungen eines Elements nahe der Firste, wo die größten Vertikalspannungen über dem Rohrschirm auftreten.

Das Element zeigt die Spannungen des Gebirges, die während des Auffahrtvorganges auf die Laibung der Kalotte und später auf die Spritzbetonschale wirken.

Deutlich können unterschiedliche Phasen (A – E) im Spannungspfad des Elements identifiziert werden (vgl. Abbildungen 3.31 bis 3.33):

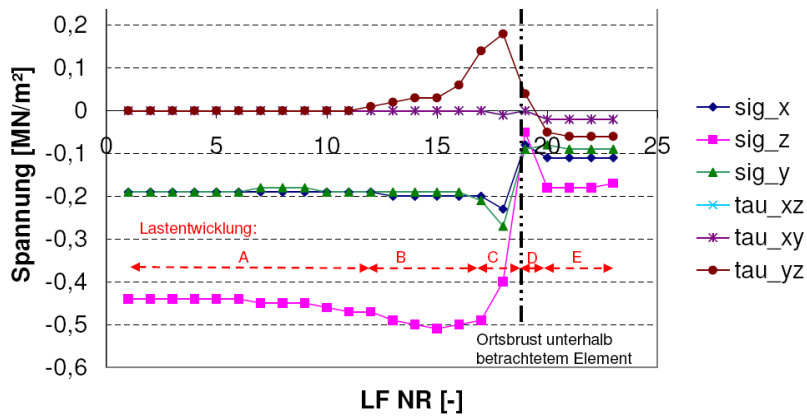


Abbildung 3.31: Verlauf der Spannung des Elements in der Firste über die Aushubsschritte für Stoffmodell Mohr-Coulomb

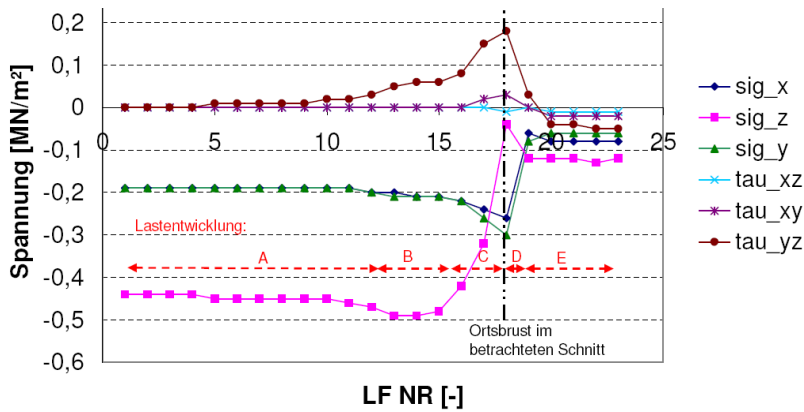


Abbildung 3.32: Verlauf der Spannung des Elements in der Firste über die Aushubsschritte für Stoffmodell Gran Extended

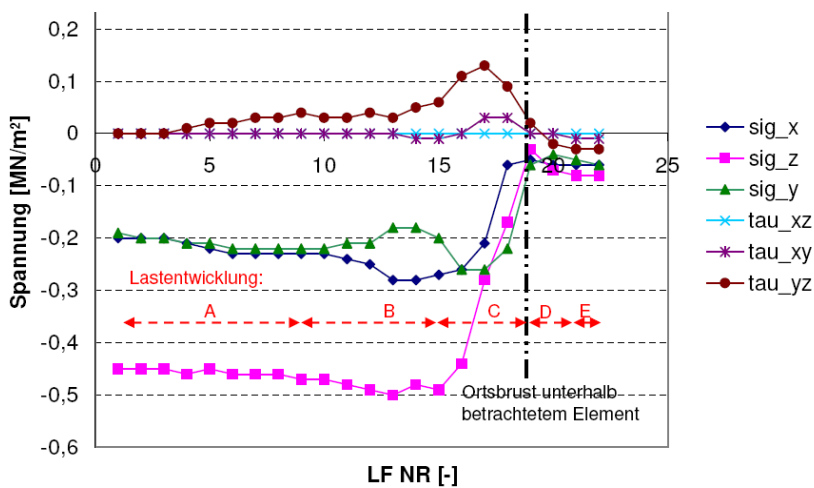


Abbildung 3.33: Verlauf der Spannung des Elements in der Firste über die Aushubsschritte für Stoffmodell Hypoplastizität

Nach einer Phase relativer Konstanz (Phase A) nimmt die Spannung im betrachteten Element zu (Phase B).

Bei weiterer Annäherung der Ortsbrust an das Bodenelement reduziert sich die Spannung rapide (Phase C). Die Vertikalspannung sinkt dabei bis auf minimale Beträge, wenn die Ortsbrust sich direkt unter dem betrachteten Element befindet. Sie ist zeitweise kleiner als die Horizontalspannung. Währenddessen erreichen die Schubspannungen ein Maximum. Die Hauptspannungsrichtungen haben sich somit gedreht.

Nach Durchfahrt der Tunnelortsbrust unter dem betrachteten Gebirgsteil und mit Einbringen der Spritzbetonschale steigt die Vertikalspannung wieder an, bis sie wieder die vorherrschende Hauptspannung ist (Phase D und E).

Der rechnerische Betrag der Hauptspannung, der sich nach dem Wiederanstieg zwischen Rohrschirm und Spritzbeton einstellt, variiert bei den verwendeten Stoffmodellen:

Während die in Phase E herrschende Vertikalspannung beim Stoffmodell Mohr-Coulomb beinahe bis auf 200 kN/m² ansteigt, sind bei den beiden anderen Stoffmodellen jeweils nur Anstiege bis auf etwa 100 kN/m² zu verzeichnen.

Es kann davon ausgegangen werden, dass durch Spannungsumlagerungen oberhalb der Ausbruchslaibung mehrfach Be- und Entlastungsphasen wechseln. Da das Materialmodell Mohr-Coulomb nicht zwischen Be- und Entlastungsverhalten unterscheiden kann, kommt es hierdurch notgedrungen zu Differenzen zu den höherwertigen Stoffmodellen (Hypoplastizität und Gran Extended), d.h. durch die fehlende Möglichkeit des Stoffmodells Mohr-Coulomb, für Entlastungsvorgänge einen höheren E-Modul zu verwenden, steigt die Biegemomentenbelastung der Rohre deutlich an.

Um diese Aussage zu stützen, wird das Modell nochmals mit dem Stoffmodell Mohr-Coulomb untersucht. Allerdings wird bei der erneuten Berechnung der E-Modul verdoppelt – was in etwa dem Unterschied des maximalen Biegemoments bei Berechnung mit dem Materialmodell Gran Extended zu einer solchen mit Mohr-Coulomb entspricht:

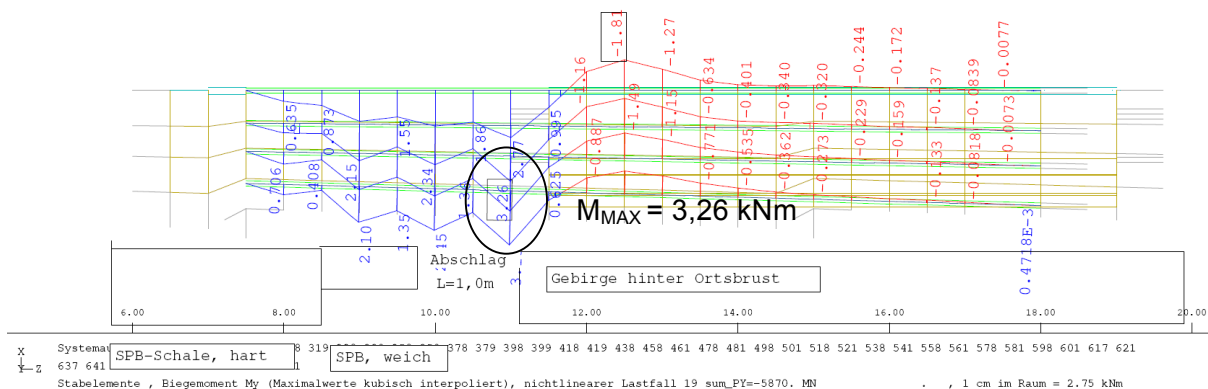


Abbildung 3.34: Biegemoment der Firstrohre M_y [kNm], LF19, Stoffmodell M-C, $E = 60000 \text{ kN/m}^2$

Das maßgebende Biegemoment sinkt von 5,4 kNm bei Berechnung mit einem E-Modul von $E = 30000 \text{ kN/m}^2$ auf 3,26 kNm bei Verwendung eines E-Moduls von $E = 60000 \text{ kN/m}^2$. Damit nähert sich das Biegemoment deutlich an das mit Gran Extended ermittelte Moment von 2,9 kNm an (s. Abbildung 3.26). Die relative Abweichung der Berechnungen mit Stoffmodell M-C sinkt damit von 86 % auf 13 %.

Es kann also davon ausgegangen werden, dass die Fähigkeit zwischen Be- und Entlastung zu unterscheiden notwendig ist, um realitätsnahe Biegemomente im Rohrschirm zu ermitteln. Das Stoffmodell Mohr-Coulomb genügt dieser Bedingung nicht.

3.6.3 Einfluss der Geometrie auf die numerische Lösung

Bei den durchgeführten Berechnungen reagiert das Stoffmodell „Hypoplastizität“ empfindlich auf geometrische Diskontinuitäten, welche im komplexen 3d-Netz RS88 nicht vermeidbar sind.

An Sprüngen in der Geometrie (Sägezahn des Rohrschirms) entstehen Spannungsspitzen, vor allem bei Verwendung des Stoffmodells Hypoplastizität. Diese Spannungsspitzen erschweren eine Auswertung des Spannungszustands im Gebirge um den Rohrschirm mitunter erheblich.

Wesentlich „glattere“ Spannungsbilder erhält man bei Verwendung des Stoffmodells Gran Extended (Hardening Plasticity Soil).

3.6.4 Folgerung

Wegen der fehlenden Möglichkeit zwischen, Be- und Entlastung zu unterscheiden, erscheint eine Berechnung mit dem Stoffmodell Mohr-Coulomb unzureichend, um die Spannungszustände im Rohr- oder IBO-Schirm zu beschreiben.

Die Nachteile des Hypoplastischen Stoffmodells (Rechenzeit, Probleme an geometrischen Diskontinuitäten, Zahl der erforderlichen Bodenparameter) wurden aufgezeigt.

Gran Extended (Hardening Plasticity Soil) erscheint für die betrachteten Böden und das vorliegende Modell am besten geeignet, um mit einer großen Zahl an Berechnungen das Tragverhalten von Schirmdecken zu untersuchen.

Alle folgenden Variationsrechnungen werden am FE-Modell RS88 mit dem Stoffmodell Gran Extended durchgeführt.

3.7 Variationsrechnung

Die ersten Versuche an dem oben beschriebenen Modell RS88 zeigten schnell, dass das Verhalten der Schirme von einer großen Anzahl von Parametern abhängig ist (vgl. auch Kapitel 4).

Um eine qualitative und quantitative Beschreibung zu ermöglichen, wurde deshalb eine große Zahl an Berechnungen am vorgestellten Modell durchgeführt. Variiert wurden hierbei nicht nur konstitutive Parameter des Rohrschirms (Biege- und Dehnsteifigkeit) und des Gebirges, sondern auch Überdeckung und Größe des Ausbruchquerschnitts.

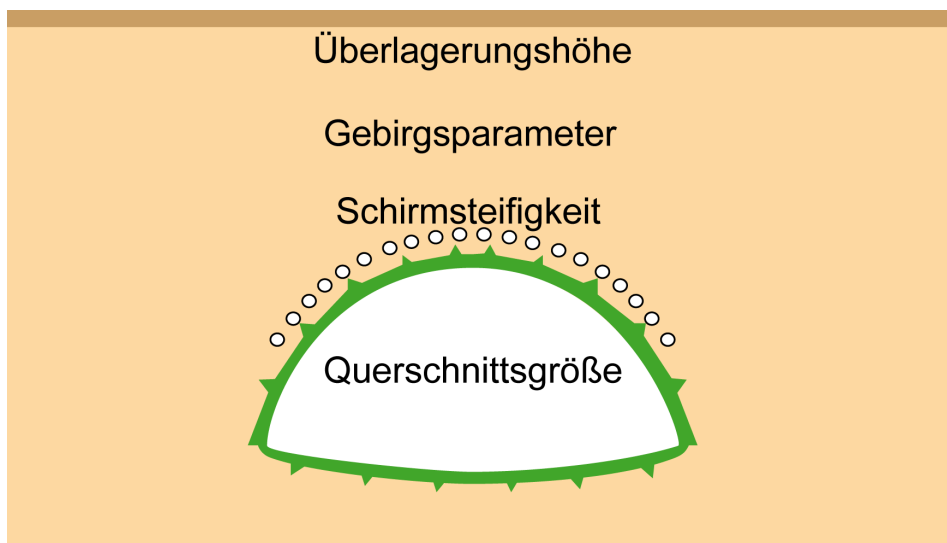


Abbildung 3.35: veränderliche Größen der Variationsberechnungen Nr. 100 - 192

3.7.1 Wahl der Gebirgsparameter

Das Gebirge wird nach Größe des Reibungswinkels in drei Gruppen eingeteilt:

- Bodenvergleichsgruppe 1 (BVG 1) mit $\varphi' = 25^\circ$
(vorwiegend steife, bindige Böden)
- Bodenvergleichsgruppe 2 (BVG 2) mit $\varphi' = 30^\circ$
(sandige / kiesige Böden, locker bis mitteldicht gelagert)
- Bodenvergleichsgruppe 3 (BVG 3) mit $\varphi' = 35^\circ$
(sandige / kiesige Böden, mitteldicht bis dicht gelagert)

Einige Berechnungsparameter der drei Bodenvergleichsgruppen werden dabei variiert. Sie sind in nachfolgender Tabelle dargestellt. Bei Stoffparametern mit Variationsbreite wurde ein Parametersatz als Basiswert der jeweiligen Bodengruppe verwendet (in der Tabelle in fetten Lettern) – der Parametersatz wird im Folgenden auch als „Rohwert“ der Bodengruppe bezeichnet.

Tabelle 3.2: untersuchte Bodenvergleichsgruppen (BVG)

BVG	Beispiel – Bodenart	Berechnungsparameter (Stoffmodell Gran Extended / Hardening Plasticity Soil) angegeben ist die untersuchte Bandbreite des jeweiligen Parameters sowie der „Rohwert“ – darunter in fetten Lettern					
		Reibungswinkel φ'	Kohäsion c' [kN/m ²]	Wichte γ [kN/m ³]	Steifigkeit $E_{50,ref} \approx E_{s,ref}$ [MN/m ²]	K_0 bzw. K_{OCR} [-]	Exponent m [-]
1	bindige Böden, steife Konsistenz	25	7	17...21 19	7...30 15	0,58...0,85 0,58	0,4
2	Sand/Kies locker - mitteldicht	30	3	17...22 19	30...80 47	0,50..0,85 0,50	0,5
3	Sand/Kies mitteldicht - dicht	35	3	18...23 19	40...150 77	0,43...0,85 0,43	0,6

Im Sinne einer untersten Tragfähigkeitsgrenze wurde dabei der Bodenvergleichsgruppe 1 eine nur geringe Kohäsion zugewiesen. Demgegenüber zeigt Bodenvergleichsgruppe 3 zumindest bei hohen Steifigkeitswerten eine relativ hohe Tragfähigkeit, so dass bei wenig erhöhter Kohäsion auch ein Berechnungslauf ohne Schirmsicherung möglich ist (Berechnung Nr. 100: kein Schirm, $c = 4 \text{ kN/m}^2$). Hierbei muss jedoch beachtet werden, dass es sich um eine Berechnung auf charakteristischem Niveau, also ohne Sicherheitsbeiwerte handelt – bei einer Parameterreduktion nach der Fellenius-Regel kann keine Konvergenz erzielt werden. Eine vorausseilende Sicherung ist demzufolge auch bei Bodenvergleichsgruppe 3 erforderlich.

Der für das gewählte Stoffmodell erforderliche Exponent m des Erstbelastungsmoduls wurde in Anlehnung an die Arbeit von PELZ, FILLIBECK & VOGT gewählt; die drei Bodengruppen wurden dabei als „weiches System“ (BVG 1), „steiferes System“ (BVG 2) und „steifes System“ (BVG 3) eingeteilt (s. PELZ, FILLIBECK & VOGT (2009), S. 23).

MÖLLER & VERMEER (2006) bezeichnen einen Exponenten mit der Größe $m = 0,5$ als typisch für sandige Böden.

Der Referenzdruck für die angegebenen Erstbelastungsmoduls beträgt für alle untersuchten Böden $\sigma_{ref} = 100 \text{ kN/m}^2$.

Der Entlastungs- bzw. Wiederbelastungsmodul E_{ur} wird ebenfalls entsprechend der Untersuchungen von PELZ, FILLIBECK & VOGT (2009) wie folgt gewählt:

$$E_{ur} \approx 2 \cdot E_{50,ref} \quad (\text{Gl. 3-1})$$

Die Querdehnzahl der Böden wird aus der Beziehungen nach Jaky abgeschätzt:

$$\mu = \frac{1 - \sin \varphi}{2 - \sin \varphi} \quad (\text{Gl. 3-2})$$

In der Beziehung enthalten ist der maximal mobilisierbare Reibungswinkel φ' . Im Stoffmodell ist keine Anpassung der Querdehnzahl vorgesehen, bei Plastifizierung ergibt sich die Querdehnzahl aus der Auswertung der Fließbedingungen. Die vorgegebene Querdehnzahl gilt im elastischen Bereich und ist konstant. Häufig werden für Berechnungen mit dem Stoffmodell Gran Extended geringere Werte für die Querdehnzahl verwendet, und zwar im Bereich von 0,2 bis 0,3 (s. TALPA (2009), Seite 3-67). Die verwendeten Werte liegen mit 0,3 bis 0,37 darüber. Eine Vergleichsuntersuchung wird hierzu durchgeführt. Die Untersuchung ist in Anlage 11 dokumentiert. Sie zeigt, dass die Querdehnzahl des Materialmodells nur geringe Auswirkung auf die Schnittgrößen der Rohre hat: Die Biegemomente weichen bei Veränderung der Querdehnzahl kaum von einander ab. Ähnlich resistent zeigt sich auch die maximale Zugkraft der Rohre. Die Druckkraft der Rohre nimmt mit steigender Querdehnzahl um etwa 10 % zu. Die gewählten Werte für die Querdehnzahl der Bodenvergleichsgruppen erlauben deshalb eine robuste Bemessung der gewählten Rohre.

Durch Variation des Seitendruckbeiwertes über das normale Ruhedruckniveau ($K_0 = 1 - \sin \varphi$) hinaus sollen auch überkonsolidierte Gebirgsschichten untersucht werden (vgl. Kapitel 7).

Die drei Böden sind für jeweils einen exemplarisch betrachteten Steifemodul als Spannungs-Dehnungsdiagramm im elektronischen Triaxialversuches dargestellt:

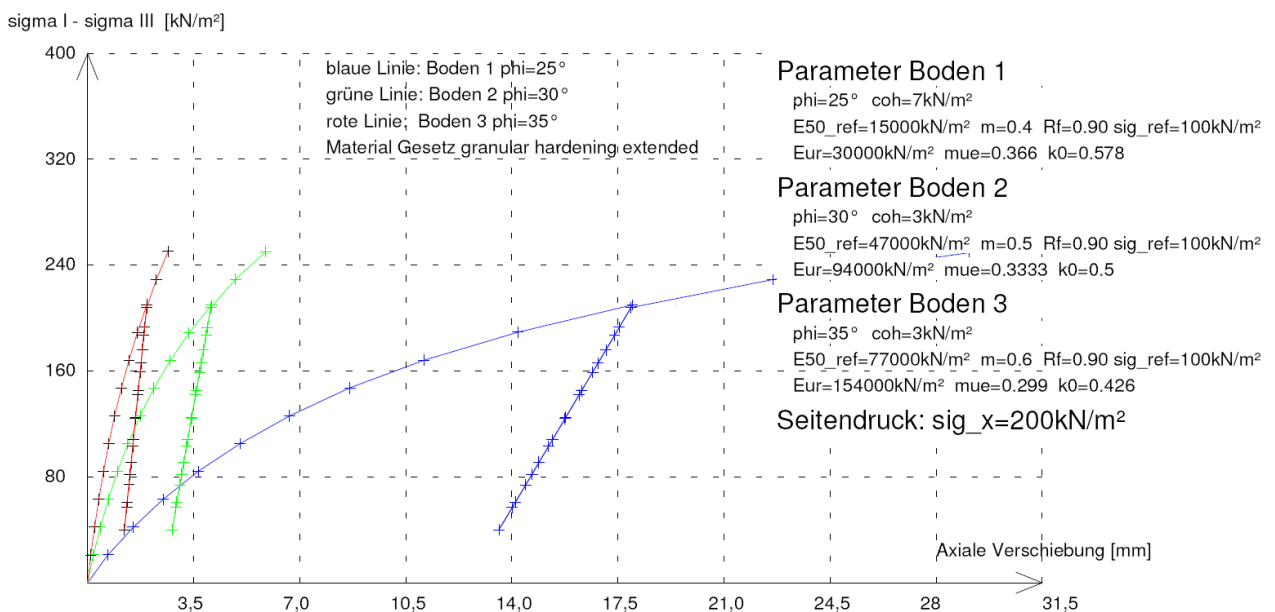


Abbildung 3.36: Numerischer Triaxialversuch der Bodenvergleichsgruppen
 Auswertung bei Bodenparameter = Rohwerte

3.7.2 Wahl der geometrischen und konstruktiven Parameter

Es werden drei unterschiedlich große Querschnitte untersucht und ausgewertet:

Tabelle 3.3: untersuchte Tunnelquerschnitte

Bezeichnung	relative Größe	Angaben zur Geometrie des (gesamten) Kalottenquerschnitts			
		Breite [m]	Höhe [m]	Ausbruchsfläche [m ²]	Rohrabstand zu Beginn des Schirms, a [cm]
QS1	„klein“	8,7	9,2	30,2	33
QS2	„mittel“	11,6	12,2	53,8	44
QS3	„groß“	14,4	15,2	80,4	54

Die beiden zusätzlichen Querschnitte QS1 und QS3 werden hierbei durch Skalierung des Originalmodells (QS2) erzeugt. Die modellierte Anzahl der Rohrschirmrohre im Modell bleibt dabei gleich, was bedeutet, dass für jeden Querschnitt unterschiedliche Rohrschirmsteifigkeiten pro Umfang des Tunnels erzeugt würden. Da die Vergleichbarkeit der Berechnungsergebnisse hierdurch leiden würde, sind in den betrachteten Berechnungen die Steifigkeiten der Rohrschirme auf den Abstand von Querschnitt 2 normiert.

Die durchgeführten Vergleichsuntersuchungen zeigen, dass insbesondere die Querschnittsbreite für die Schnittgrößenentwicklung der Rohrschirme entscheidend ist, da die maximalen Schnittgrößen beinahe in allen Fällen in den ersten 5 Rohren der Firste auftreten.

Alle Querschnitte erhalten in den betrachteten Lockergesteinsböden ausgestellte Füße und eine Kalottensohle. Beide dienen im Modell zur Vermeidung grundbruchartiger Verformungen unter den Füßen der Spritzbetonschale (vgl. Kapitel 3.3).

Die Überlagerungshöhe wurde ebenfalls variiert. Die untersuchten Überlagerungen über Firste betragen:

Tabelle 3.4: Untersuchte Überlagerungshöhen

Parameter	QS1	QS2	QS3
Überlagerungshöhe h_u [m]	4,35	5,80	7,30
	5,90	7,80	9,75
	8,33	11,14	13,90
	10,80	14,44	18,10
	14,03	18,74	23,40
	17,30	23,00	28,75

Für alle Berechnungen, die zur Erstellung der Bemessungsvorschläge verwendet werden (Kapitel 5 und 6) gilt:

- Mindestverankerungslänge der Rohrschirme 2,5 m;
- Abschlagslänge 1,0 m;
- Insgesamt 8 Aushubsschritte unter dem Rohrschirm (Gesamtlänge RS = 11,5 m);
- Rohrschirmneigung etwa 5°;

Die maximale Aushubslänge unter einem Schirm beträgt bei den Berechnungen 8 m.

Variation der Rohrdurchmesser

Die Rohre werden wie bereits beschrieben als Stäbe mit Balkeneigenschaften modelliert. Durch Zuweisung von Querschnittswerten kann die Dehn- und Biegesteifigkeit der Schirme variiert werden. Bei der Variationsberechnung wurden die Stäbe mit kreisförmigen Querschnitten aus Stahl (S235 JR) belegt. Die Durchmesser der Rohre wurden mit d_N 32 mm bis d_N 219,1 mm gewählt. Der Betonmantel der Rohre d.h. insbesondere der Betonkörper der IBO-Mikropfähle, wurde nicht modelliert. Die mittragende Wirkung des Verpressmörtels zwischen den Rissen (Tension Stiffening) wurde hierbei insbesondere für die dünnen Stahlquerschnitte (IBO-Schirme) vernachlässigt. Sie kann aber (falls hierüber aus anderen Untersuchungen verlässliche Daten vorliegen sollten) in den in Kapitel 5 präsentierten Diagrammen als erhöhte Biegesteifigkeit des Schirms berücksichtigt werden. Nach der FE-Berechnung werden die Rohrspannungen mit dem Modul AQB des Programmpakets SOFiSTiK ausgewertet.

3.7.3 Vorgehen bei der Variation

Für die in den nächsten Kapiteln durchgeführten Auswertungen zum Tragverhalten der Rohrschirme wurden über 100 FE-Berechnungen erstellt. Hierbei wurden die vorher beschriebenen Parameter möglichst systematisch variiert. Die verwendeten Berechnungen sind beginnend mit „100“ nummeriert. Die nachfolgende Tabelle soll einen Überblick über das Vorgehen bei der Variationsanalyse insbesondere für die Erstellung des Prognosemodells in Kapitel 5 geben:

Tabelle 3.5: Untersuchte Querschnitte und Überlagerungshöhen

Berechnungsreihe/ Verwendungszweck	Berechnungsnummer	Varierte Parameter in der Berechnungsreihe	Unveränderliche Parameter innerhalb der Berechnungsreihe
„Rohrwerte“ der Schnittgrößen (Diagramme M_{ROH} , N_{ROH} in Kapitel 5)	141-192	Überlagerungshöhe bei unterschiedlichen Querschnittsgrößen und Bodengruppen	Rohrschirmsteifigkeit entspricht d_N 88 mm bei $a = 0,44$ m; Bodenparameter entsprechen den Rohrwerten der Gruppen
Einfluss der Rohrschirmsteifigkeit auf die „Rohrwerte“ (Diagramme $f_M(EI)$, $f_N(EA)$ in Kapitel 5)	101-118	Steifigkeit des Rohrschirms bei unterschiedlichen Bodengruppen	Tunnelquerschnitt ist Profil QS2; Bodenparameter entsprechen den Rohrwerten der Gruppen
Einfluss des Steifemoduls des Gebirges auf die „Rohrwerte“ (Diagramme $f_M(E_s)$, $f_N(E_s)$ in Kapitel 5)	130-140	Steifemodul des Gebirges innerhalb der Gruppengrenzen für verschiedene Bodengruppen	Tunnelquerschnitt ist Profil QS2; Rohrschirmsteifigkeit entspricht d_N 88 mm bei $a = 0,44$ m; restliche Bodenparameter entsprechen den Rohrwerten
Einfluss der Wichte des Gebirges auf die „Rohrwerte“ (Diagramme $f_M(\gamma)$, $f_N(\gamma)$, in Kapitel 5)	119-129	Wichte des Gebirges innerhalb der Gruppengrenzen für verschiedene Bodengruppen	Tunnelquerschnitt ist Profil QS2; Rohrschirmsteifigkeit entspricht d_N 88 mm bei $a = 0,44$ m; restliche Bodenparameter entsprechen den Rohrwerten

Eine detailliertere Tabelle mit Aufschlüsselung der pro Rechenlauf verwendeten Parameter befindet sich im Anhang (s. Anlage 2).

Das Vorgehen bei der Untersuchung des elastisch gebetteten Trägers (Prognosemodell 2) in Kapitel 6 entspricht dem oben beschriebenen Ablauf, jedoch werden Ergebnisse nicht direkt als Schnittgrößen aus den Ergebnissen der FE-Berechnungen übernommen, sondern ein Lastmodell wird aus den Gebirgsspannungen abgeleitet. Die Kontrolle erfolgt dann implizit über den Vergleich der Schnittgrößen des Ersatzmodells mit denen der oben aufgeführten Berechnungen.

Bei der Auswertung der Berechnungsergebnisse wurde für einige der oben aufgeführten Parameter unterstellt, dass diese voneinander unabhängig sind (da der Rechenaufwand ansonsten enorm wäre). Um den hierdurch entstandenen Fehler abschätzen zu können, bzw. einen entsprechenden Modellsicherheitsbeiwert zu berücksichtigen, wird anschließend an die Vorstellung der Prognosemodelle ein statistischer Test durchgeführt.

Bei Berechnung Nr. 100 gelingt bei BVG 3 mit gering erhöhter Kohäsion ein Rechenlauf ohne Schirmsicherung (vgl. Kap. 3.7.1). Nachdem jedoch keine Sicherheitsbeiwerte in der Berechnung enthalten sind, kann dies nicht als Beleg dafür herangezogen werden, dass bei entsprechendem Gebirge keine vorausseilende Sicherung erforderlich ist. Der Rechenlauf wird in Kapitel 4 verwendet, um Unterschiede oder Gemeinsamkeiten von Vortrieben mit und ohne Schirmsicherung aufzudecken.

Die vor Berechnung Nr. 100 durchgeführten Rechenläufe dienten dem Gewinn eines ersten Eindrucks, sowie der Einstellung der Iterationsparameter (Solvereinstellungen). Die hierbei verwendeten Bodenparameter weichen mitunter von den in Kapitel 3.7.1 dargestellten Parametern ab. Die Berechnungsergebnisse werden mit anderen für die qualitativen Untersuchungen in Kapitel 4 verwendet.

3.7.4 Kontrolle zum Konvergenzverhalten der Variationsrechnungen

Die in den nachfolgenden Kapiteln vorgestellten Ergebnisse basieren auf Berechnungen, die mit dem Programm SOFiSTiK in den Versionen 21 und 23 durchgeführt wurden.

Mit der ab Ende 2010 vorliegenden Programmversion 25 wurden (willkürlich ausgewählte) 20 % der durchgeführten Berechnungen überprüft. Mit der überarbeiteten Version 25 erfolgte beim verwendeten FE-Programm der Umstieg auf 64-bit Betriebssystem (Windows 7). Dabei konnte die Konvergenz der Iteration (auch durch Verwendung neuer numerischer Gleichungslöser und Variation von deren Einstellung) weiter gesteigert werden. Während bei Berechnungen mit Versionen 21 und 23 die größte pro Aushubschnitt verbleibende Restkraft bei etwa 10 - 15 kN liegt (entspricht 3 - 5 ‰ der größten umzulagernden Knotenkraft), konnte bei Nachrechnung mit Programmversion 25 die maximal verbleibende Restkraft auf unter 3 kN (ca. 1 ‰ der größten umzulagernden Knotenkraft) verringert werden. Die Berechnungsergebnisse der vorher mit den Versionen 21 und 23 durchgeführten Rechenläufe konnten dabei qualitativ und quantitativ bestätigt werden.

Für die bemessungsentscheidenden Rohrschnittgrößen M_{MAX} und N_{MIN} (s. Kapitel 4 und 5) ergeben sich insbesondere bei den Böden mit wenig Kohäsion (BVG 1, BVG 2) für die Firstrohre Zunahmen im Biegemoment von etwa 20 % bei gleichzeitiger Abnahme des Betrags der Rohrnormalkraft in selber Höhe (als Vergleichsbasis dienen dabei die Ergebnisse der Berechnungen Nr. 101 – 192). Die Unterschiede in den ermittelten Schnittgrößen sind auf eine starke Zunahme der Verformung der Ortsbrustbereiche unter den Firstrohren zurückzuführen. Diese lokal stark begrenzten, verbruchähnlichen Verformungen wiederum resultieren aus der gewählten Modellierung der Ortsbruststützung: Im FE-Netz wird die Ortsbrust durch einzelne Stäbe (Anker) gehalten, die keine Lasteinleitungsstruktur an der Ortsbrustoberfläche aufweisen. Es kommt zu großen lokalen Verformungen der zwischen den diskret modellierten Ankern liegenden Knoten. Die Verformungsunterschiede betragen dabei mehr als das doppelte derjenigen, die sich bei Berechnung mit etwas geringerer Konvergenzgenauigkeit ergeben. Bei den direkt unter den Firstrohren liegenden, hoch ausgelasteten Elementen verdreifacht sich die Verformung.

Die Auswirkung lokaler Verbruchserscheinungen der Ortsbrust auf das Tragverhalten der Schirme zu quantifizieren, ist nicht Ziel dieser Arbeit und kann durch entsprechende konstruktive Maßnahmen wie den Einsatz von Lasteinleitkonstruktionen oder einer Spritzbetonstützung vermieden werden. Die in Kapitel 5 vorgestellten Diagramme zur Abschätzung der bemessungsrelevanten Rohrschnittgrößen gelten für Vortriebe mit ausreichend dimensionierter und verteilter Ortsbrustsicherung. Große lokale Verformungen der Ortsbrust nahe dem Rohrschirm steigern das Bemessungsmoment über das angegebene Maß hinaus um etwa 20 %.

4 Analyse zum qualitativen Tragverhalten der Schirme

Um IBO- oder Rohrschirme bemessen zu können, muss zunächst das Tragverhalten der Schirme in qualitativer Hinsicht erfasst werden. Die Literaturrecherche in Kapitel 2 zeigte, dass nur wenig strukturiertes Wissen über das Tragverhalten der betrachteten Schirme vorliegt (vgl. Tabelle 2.5 Kapitel 2).

Zu klären sind folgende Fragen:

- Welche bemessungsrelevanten Schnittgrößen entstehen in den Rohren / IBO's?
- Welche Faktoren beeinflussen diese Schnittgrößen?
- Gibt es eine mechanisch schlüssige Interpretation für das Zusammenwirken von Schirm, restlichem Ausbau und Gebirge?
- In welcher Hinsicht wirkt ein Rohr- oder IBO-Schirm gebirgsverbessernd?
- Welche Versagensformen des Schirms sind denkbar?

Zur qualitativen Analyse des Tragverhaltens werden die in Kapitel 3 beschriebenen Variationsrechnungen (Nr. 100 bis 192) verwendet. Die Verformungen, Schnittgrößen und Spannungen der Rohre / IBO's, sowie die Summe der Ankerkräfte der Ortsbrust wurden hierzu in Tabellen systematisch erfasst und mit Hilfe von Diagrammen ausgewertet.

Nach Festlegung der bemessungsrelevanten Schnittgrößen wird das Spannungsbild der Ortsbrust untersucht. Anschließend wird der Verlauf der Schnittgrößen über die Abschlagsfolge unter dem Schirmabschnitt erläutert. Die maßgebenden Einflussfaktoren auf die Rohrschnittgrößen werden präsentiert.

Schließlich erfolgt ein Vergleich der mittels FE-Berechnung erhaltenen Rohrschnittgrößen mit herkömmlichen Bemessungsmethoden.

Es wird gezeigt, dass diese nur unzureichend auf das Verhalten der Schirme eingehen.

In den beiden folgenden Kapiteln 5 und 6 werden zwei Prognosemodelle vorgestellt, mit denen die bemessungsrelevanten Schnittgrößen quantitativ ermittelt werden können.

Das in Kapitel 5 vorgestellte Verfahren wird dabei direkt aus den Ergebnissen des FE-Modells abgeleitet.

In Kapitel 6 wird ein Ersatzmodell auf das Verhalten des numerischen Berechnungsmodells kalibriert.

Für die qualitative und quantitative Beschreibung des Schirmtragverhaltens (der Kapitel 4 bis 6) werden neben den in Kapitel 3 vorgestellten Vereinfachungen und Voraussetzungen folgende Annahmen getroffen:

- Das Gebirge liegt in normalkonsolidiertem Zustand vor.
- Der „volume loss“, d.h. der zusätzliche Materialaustrag beim Bohren der Rohre bzw. IBO's, ist wegen stützender Spülfüssigkeit bzw. Rohrwandung und nachträglicher Verpressung vernachlässigbar.
- Durch die nachträgliche Verpressung bei Rohren bzw. durch die Verwendung steifer d.h. entsprechend zementhaltiger Spül- und Verfüllfüssigkeit, entsteht ein voller Verbund zwischen Gebirge und Rohr bzw. IBO.

Darüber hinaus werden in Kapitel 7 Untersuchungen angestellt, welche Auswirkungen auf das Tragverhalten der Schirme zu erwarten sind, wenn die oben genannten Voraussetzungen nicht erfüllt sind. Insbesondere werden hierfür Korrekturfaktoren für das Prognosemodell 1 (Kapitel 5) vorgeschlagen.

4.1 Bemessungsrelevante Schnittgrößen

Durch die Auswertung der Ergebnisse der Variationsrechnungen Nr. 100 bis 192 können folgende prinzipielle Aussagen zu Schnittgrößen und Spannungen der Rohre / IBO's getroffen werden:

Für die untersuchten Maulprofile mit normalkonsolidierten Böden ergeben sich die größten Vergleichsspannung an den Stäben nahe der Firste in einem Bereich von etwa 12 bis 15 Uhr (vgl. Abb. 4.1 bzw. Kapitel 7.1).

Die Rohre werden sowohl entlang ihrer Achse als auch radial zur Tunnellaubung belastet. Eine zusätzliche tangentielle Belastung zur Ausbruchslaubung und damit einhergehende Querbiegung ist sehr klein und hat keinen Einfluss auf die Vergleichsspannung des Rohres.

Die maximal ermittelte Schubspannung aus Querkraftbelastung der Rohre / IBO's beträgt $\tau_{max,k} = 1,1 \text{ kN/cm}^2$. Sie ist gering im Vergleich zu den aufnehmbaren Schubspannungen der üblicherweise verwendeten Materialien [zum Vergleich - für Stahl S235JR gilt: $\tau_{Rd} = 12,6 \text{ kN/cm}^2$]. Das Querkraftmaximum hat keinen Einfluss auf die maßgebende Vergleichsspannung. Die Schubspannung aus Querkraft spielt deshalb bei der Dimensionierung des Schirms keine Rolle.

Die bemessungsrelevanten Schnittgrößen können folglich auf

- Normalkraft (N) und
- Biegemoment (M_y – tangential zum Umfang des Tunnels wirkend)

reduziert werden. Es wird sich zeigen, dass die Spannungen aus Normalkraft mitunter einen höheren Anteil an der Vergleichsspannung haben können als die Spannungen aus Biegung (vgl. Kapitel 5).

Die maßgebenden Rohrschnittgrößen inklusive dem Vorliegen einer axialen Belastung) wurden bereits von ACLAIRICY-CAUDRON, DIAS & KASTNER, WITKE (2009) bzw. WITKE & WITKE-GATTERMANN (2007) und von SCHMIDT (2007) identifiziert (s. auch Kapitel 2).

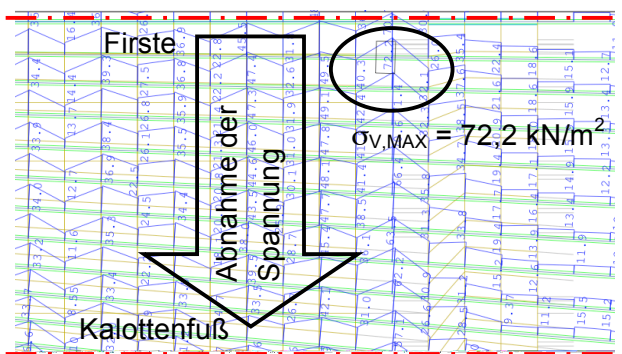


Abbildung 4.1: Ber. Nr. 108, Abwicklung Rohre mit Vergleichsspannung σ_v [N/mm²];

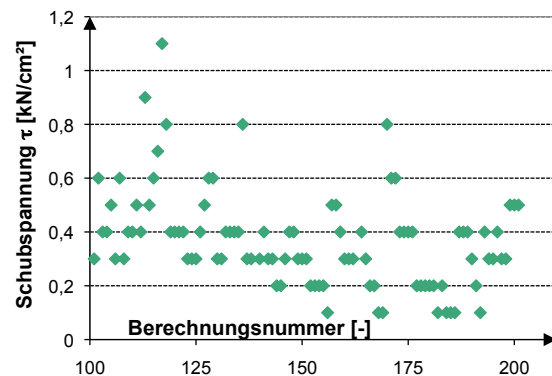


Abbildung 4.2: Ermittelte Schubspannung der Rohrschirme; Ber. Nr. 101 bis 201

4.2 Spannungsbild an Ortsbrust und Abschlagslaibung

Generell liegen die plastifizierten Bereiche an der Ortsbrust, an der Laibung des Abschlags und unter der Sohle des Tunnels (vgl. Abb. 4.32 - 4.34). Über der Firste der Abschlagslaibung ist ein größerer Bereich mit Gebirgsmaterial im plastischen Grenzzustand zu erkennen (s. auch Kapitel 4.6). Das Gewicht des plastifizierten Materials wirkt abhängig von der Steifigkeit des darunter liegenden Schirmes als Auflast auf die Rohre / IBO's (s. Kapitel 4.6).

Hierdurch entsteht Biegung und Querkraft im biegesteifen Rohr. Ein biegeweicher IBO entzieht sich durch Verformung zumindest Teilen der Querbelastung und aktiviert „Reserven“ im plastischen Tragring. Die Plastifizierungen der Ortsbrust liegen nahe an deren Oberfläche; die Ausbildung einer tiefer liegenden Bruchfuge wird durch Verwendung von Ortsbrustankern vermieden.

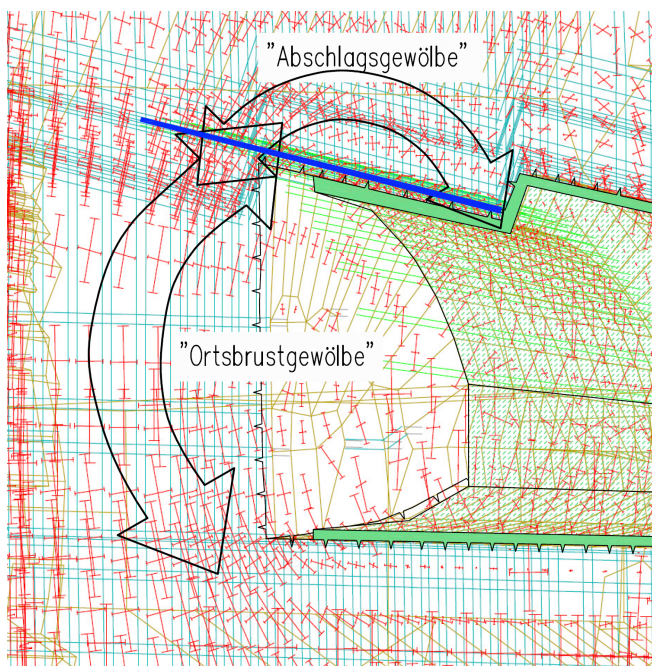


Abbildung 4.3: Tunnelisometrie mit Hauptspannungen III und I,
LF23, Ber. Nr. 188

In Abbildung 4.3 sind die Hauptspannungstrajektorien I und III abgebildet. An zwei Orten wird die sichtbare Drehung der Hauptspannungen als Gewölbe interpretiert:

Oberhalb der Tunnellaibung liegt ein als „Abschlagsgewölbe“ bezeichneter Spannungswirbel. Im Gebirge vor der Ortsbrust ändert sich die Richtung der Hauptspannungen und bildet das „Ortsbrustgewölbe“. Für das Abschlagsgewölbe kann das Rohrschirmrohr (blau) als Zugbewehrung wirken, um die Horizontalkomponenten der Kämpferkräfte kurz zu schließen. Hierdurch entsteht eine Normalkraft im Stab (vgl. auch Modell „bewehrte Scheibe“ der IBO-Anker – Kap. 2.2.2). Die entstandene Zugkraft wird von einem zweiten Effekt überlagert:

Zusätzlich treffen aus dem Ortsbrustgewölbe schräg zur Tunnellaibung wirkende Trajektorien am Rohr auf. Durch die gegenüber dem Gebirge erhöhte Dehnsteifigkeit der Rohre erhalten diese zusätzliche, axial wirkende Lasten, welche der aus dem Abschlagsgewölbe stammenden Zugkraft entgegen wirken. Gleichzeitig wirkt die Vertikalkomponente des Ortsbrustgewölbes als Stützung gegen Auflasten aus dem Abschlagsgewölbe und der mittels Stabbiegung übertragenen Lasten der plastifizierten Laibung.

Nachfolgend sind die Hauptspannungstrajektorien des Gebirges zusammen mit den Rohrschnittgrößen N und M_y abgebildet. Dargestellt werden jeweils die Zustände beim vierten und beim sechsten Abschlag (LF19, LF21) unter dem betrachteten dritten Rohrschirm.

4.2.1 Normalkraft, typischer Schnittgrößenverlauf

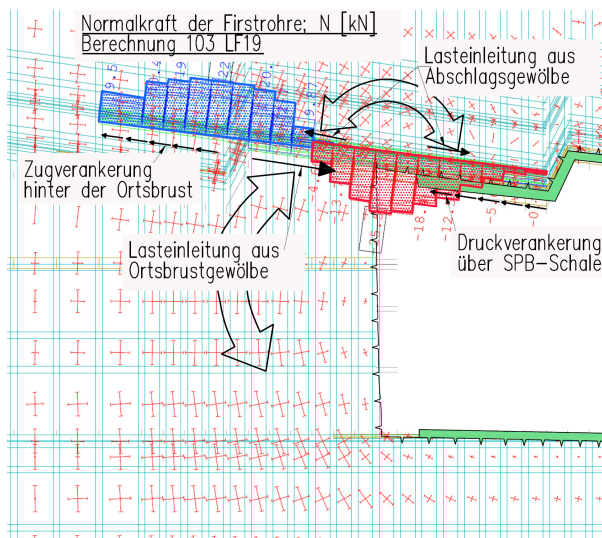


Abbildung 4.4: Tunnelängsschnitt, Normalkraft des Firstrohrs + Hauptspannungstrajektorien Gebirge, LF19, Ber. Nr. 103

$$N_{\text{MIN}} = -25,5 \text{ kN} \quad (\text{Druckkraft: rot})$$

$$N_{\text{MAX}} = +22,0 \text{ kN} \quad (\text{Zugkraft: blau})$$

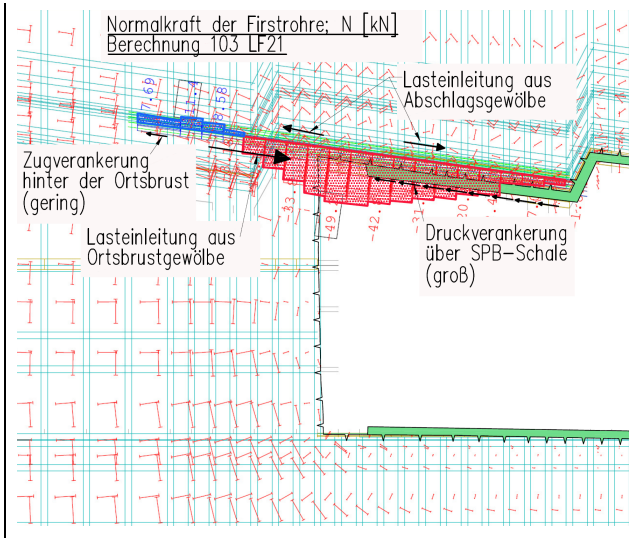


Abbildung 4.5: Tunnelängsschnitt, Normalkraft des Firstrohrs + Hauptspannungstrajektorien Gebirge, LF21, Ber. Nr. 103

$$N_{\text{MIN}} = -49,2 \text{ kN} \quad (\text{Druckkraft: rot})$$

$$N_{\text{MAX}} = +11,4 \text{ kN} \quad (\text{Zugkraft: blau})$$

In beiden Schnittgrößenverläufen ist sowohl eine Zugnormalkraft (blau), als auch eine Druckkraft (rot) im Rohr erkennbar. Der Betrag der Zugkraft nimmt mit steigender Zahl der Abschlüge ab, der Betrag der Druckkraft nimmt hingegen zu. Der größte Betrag der Druckkraft ist größer als das Zugkraftmaximum. Die Bilder sind exemplarisch; alle Berechnungen zeigen das gleiche Verhalten.

Das dargestellte Verhalten wird wie folgt interpretiert:

Die Summe der aus beiden Gebirgsgewölben (Abschlagsgewölbe, Ortsbrustgewölbe) eingeleiteten Axialkräfte zeigt in Richtung Beginn des Rohrschirms (entgegen der Vortriebsrichtung).

Diese Axialkraft kann im Gebirge vor dem Ortsbrustgewölbe (über Längsschubspannungen) verankert werden und zusätzlich im Gebirge bzw. an der Spritzbetonschale hinter dem Abschlag abgetragen werden.

Die Einleitung vor der Ortsbrust erzeugt eine entsprechende Zugkraft im Rohr, während die Abtragung Richtung Spritzbetonschale als Druckkraft erfolgt. Die Aufteilung der Anteile (Zug und Druck) wird über die Steifigkeit beider Verankerungsstrecken reguliert.

Mit zunehmender Abschlagslänge und damit verringerter Einbindung hinter der Ortsbrust sinkt die Zugkraft mehr und mehr, bis (bei entsprechend kurzer verbleibender Länge vor der Ortsbrust) die Lastabtragung nur noch über Druckkraft erfolgen kann.

4.2.2 Biegemoment, typischer Schnittgrößenverlauf

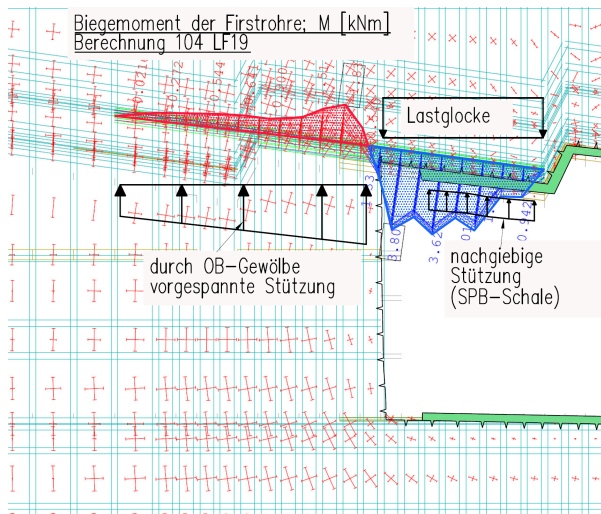


Abbildung 4.6: Tunnelängsschnitt, Biegemoment im Firstrohr und Hauptspannungstrajektorien des Gebirges, LF19, Ber. Nr. 104

$$M_{\text{MIN}} = -1,8 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{MAX}} = +3,8 \text{ kNm}$$

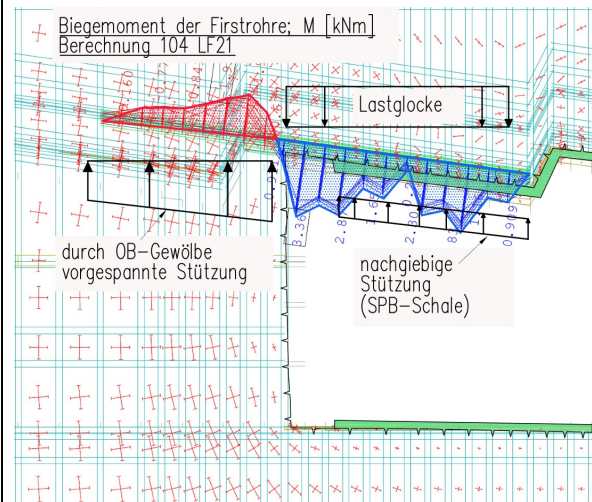


Abbildung 4.7: Tunnelängsschnitt, Biegemoment im Firstrohr und Hauptspannungstrajektorien des Gebirges LF21, Ber. Nr. 104

$$M_{\text{MIN}} = -1,8 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{MAX}} = +3,8 \text{ kNm}$$

Beide Abbildungen zeigen ein Stützmoment (rot) im Bereich vor der Ortsbrust und einen positiven, welligen Biegemomentenverlauf (blau) ab dem Abschlag bis zum Beginn des Rohres über dem Spritzbeton. Das Maximum des Feldmoments kommt im Bereich des Abschlags zu liegen. Das Stützmoment hat in etwa den halben Betrag des maximalen Feldmomentes. Mit zunehmender Abschlagszahl nimmt das Stützmoment geringfügig ab, während das Feldmoment etwas ansteigt; über der Spritzbetonschale bildet sich wenn überhaupt - dann nur ein geringer negativer Stützmomentenverlauf aus.

Der beschriebene Verlauf bzw. die Abbildungen sind exemplarisch gewählt; alle Berechnungen zeigen die gleichen Charakteristika. Der wellige Verlauf des Moments erinnert an den Biegemomentenverlauf eines elastisch gebetteten Trägers unter (verteilter) Vertikallast (s. auch Kapitel 6), jedoch müsste die federnde Stützung über der Spritzbetonschale wesentlich geringer sein, als im Bereich der Ortsbrust, um dort die Ausbildung eines Stützmoments zu verhindern. Alternativ kann der durchhängende Momentenbauch über der Spritzbetonschale auch als elastische Bettung mit ähnlicher Steifigkeit wie in der Ortsbrust zuzüglich einer Zwangsverschiebung beschrieben werden.

Das statische Verhalten wird am einfachen Ersatzmodell dargestellt:

Der beidseits teilweise eingespannte Balken liefert bei verteilter Vertikallast einen symmetrischen Momentenverlauf mit zwei Stützmomenten (an den Lagern) und einem Feldmoment. Durch Superposition dieses Verlaufes mit einem Momentenverlauf, der am selben Träger bei einseitiger Zwangsverschiebung (dreieckiger Momentenverlauf mit positivem und negativem Maximum an den Lagern) entsteht, ergibt sich eine Summenkurve, welche sich an die Form des Rohrschirmmoments annähert.

Diese einfachen statischen Betrachtungen sind in Abbildung 4.8 dargestellt:

Die Reaktion des Trägers aus Gebirgsauflast wird als „primäre Biegung“ bezeichnet; die Biegung aus Zwangsverformung als „sekundäre Biegung“.

Die Zwangsverformung der Rohre / IBO's entsteht durch die Setzung der Kalottenfüße der Spritzbetonschale. Die schrittweise Entwicklung der Firstverformung bzw. die Ausbreitung der Oberflächensetzung als dem Vortrieb nachlaufende Mulde ist im Tunnelbau hinlänglich bekannt.

Die dem aktuellen Abschlag nachlaufende Setzungskurve wurde bei einem Rohrschirm von VOLKMANN & SCHUBERT (2006, 2007) mittels Ketteninklinometer gemessen und dokumentiert (vgl. Abbildung 4.9 bzw. Kapitel 2).

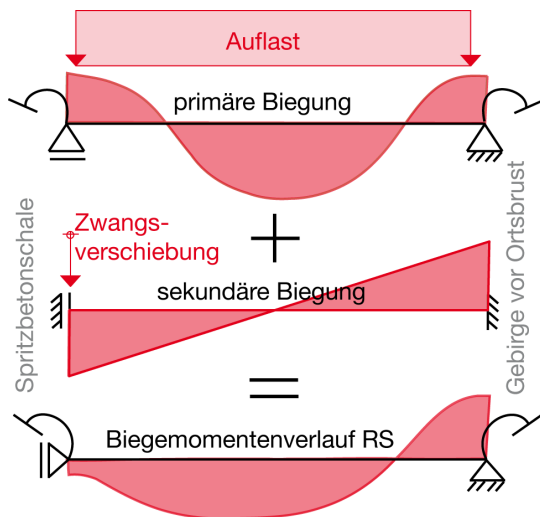


Abbildung 4.8: Ersatzmodell für den Biegemomentenverlauf im Rohrschirm

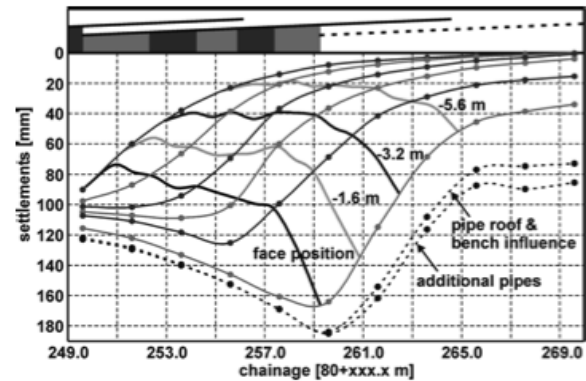


Abbildung 4.9: Absolutsetzungskurven eines Rohrschirms, gemessen mit Ketteninklinometer (s. VOLKMANN (2004), Bild 5, Seite 5)

4.2.3 Änderung der Bemessungsschnittgrößen bei erhöhten Zwangsverformungen

Es konnte bereits gezeigt werden, dass die Biegemomentenbelastung der Schirmrohre von den Setzungen des Vortriebs abhängt. Es ist deshalb zu erwarten, dass übermäßige Setzungen der Tunnelschale, die durch fehlende konstruktive Schutzmaßnahmen (Elefantenfüße, temporäre Kalottensohle oder Fußpfähle) entstehen, zu einem Anwachsen des Bemessungsmoments der Rohre führen. Ebenso muss eine weichere Ortsbruststützung, fehlende Lasteinleitkonstruktion der Ortsbrustanker oder eine mangelhaft verteilte Ankerung der Ortsbrust zu zusätzlichen Zwangsverformungen und damit zu einer Veränderung der Rohrschnittgrößen führen.

Zur Eingrenzung des Einflusses auf die Rohrschnittgrößen wurden Vergleichsberechnungen mit dem FE-Modell durchgeführt, bei denen die Steifigkeit der Ortsbruststützung schrittweise reduziert wurde oder die Konstruktion der Spritzbetonschale durch Entfall von Sohle und Elefantenfüßen verändert wurde, bis kein Gleichgewicht (auf charakteristischem Niveau) mehr zu finden war bzw. bis es zu Verbrüchen im Modell kam. Durch Veränderung der Iterationssteuerung mit der Programmversion SOFiSTiK 25 konnten starke Verformungsunterschiede an der Ortsbrust bzw. lokale Ausbrüche aus der Ortsbrust simuliert werden (vgl. Kapitel 3.7.4).

Die Vergleichsberechnungen zeigen, dass eine Zunahme der Zwangsverformungen des Schirms aufgrund lokal oder global verringerter Ortsbruststeifigkeit bzw. aufgrund größerer Setzungen der Kalottensohle

- zu einem Anwachsen des Bemessungsmomentes um etwa 20 % führen,
- wobei es zu einer gleichzeitigen Abnahme der größten vorhandenen Rohrnormalkraft (Druckkraft) um bis zu 30 % kommt,

solange sich noch ein Gleichgewichtszustand in der numerischen Berechnung finden lässt.

Bei Erreichen des Verbruchs (an Ortsbrust oder unter den Kalottenfüßen) steigen die Schirmschnittgrößen auf ein (ganzzahliges) Vielfaches des Ausgangswertes an.

Die Prognosemodelle der Kapitel 5 und 6 zur Quantifizierung der Bemessungsschnittgrößen berücksichtigen die oben beschriebenen Auswirkungen von erhöhten Zwangsverformungen nicht.

4.3 Entwicklung der Rohrschnittgrößen (N, M_y) über die Abschlagsfolge

In den nachfolgend dargestellten Abbildungen wird der typische Verlauf der Schnittgrößen N und M_y über die Abschlagsreihenfolge am Beispiel der Berechnung 114 dargestellt. Die Diagramme zeigen den Verlauf der größten im Schirm auftretenden Schnittgrößen (N_{MAX}, M_{MAX}) in dunkelgrün, sowie die Kurve der kleinsten vorhandenen Schnittgrößen (N_{MIN}, M_{MIN}) in hellgrün. Zusätzlich sind die Summenkurven der Beträge von maximaler und minimalen Schnittgrößen ($\Sigma|N_{MAX}|+|N_{MIN}|$; $\Sigma|M_{MAX}|+|M_{MIN}|$) in hellbraun abgebildet. Die Summenkurven werden als Maß für die gesamte von Rohr oder IBO im jeweiligen Lastfall aufzunehmende Belastung betrachtet.

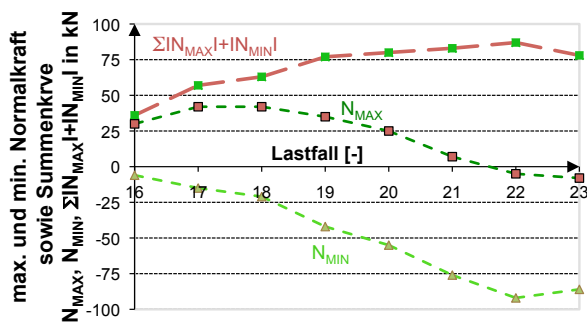


Abbildung 4.10: Verlauf der Axialbelastung über die Abschlagsfolge, Ber. Nr. 114

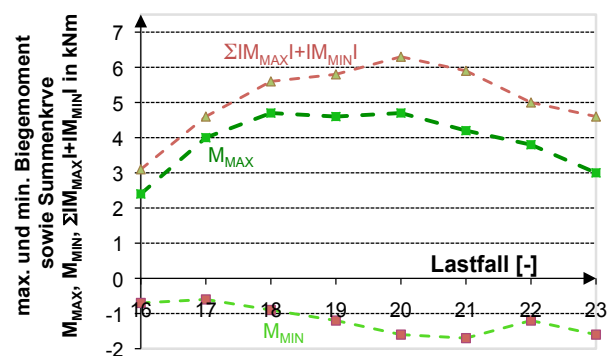


Abbildung 4.11: Verlauf der Biegebelastung über die Abschlagsfolge, Ber. Nr. 114

Nachfolgend werden diese Abbildungen diskutiert.

Normalkraft (Abbildung 4.10):

Die Kurve N_{MAX} beschreibt die maximal im Rohr auftretende Zugkraft. Sie liegt im Verankerungsbereich im Gebirge vor der Ortsbrust (vgl. Abb. 4.4 und 4.5) und erreicht ihr Maximum schon beim zweiten oder dritten Abschlag (LF17 oder LF18). Anschließend sinkt die Kurve bis auf „0“ bzw. knapp in den negativen Bereich (wegen der Diskretisierungsungenauigkeit aufgrund konstantem Schnittgrößenverlauf innerhalb eines Stabelements).

N_{MIN} beschreibt die größte Druckkraft, die im Rohrschirm auftritt. Diese ergibt sich am Rohr im Bereich des Abschlags oder knapp dahinter über der Spritzbetonschale (vgl. Abb. 4.4 und 4.5). Die Kurve erreicht ihr Minimum kurz vor Ende der Abschläge etwa beim 7-ten Abschlag (LF22) unter dem betrachteten Rohrschirmabschnitt. Zum letzten Abschlag sinkt der Betrag der Druckkraft geringfügig ab.

Der Betrag der größten Druckkraft entspricht etwa dem 1,5-fachen der maximalen Zugkraft. Die Druckkraft ist damit die bemessungsentscheidende Normalkraft für den Rohrschirm.

Die hellbraune Summenkurve $\Sigma|N_{MAX}|+|N_{MIN}|$ nimmt stetig zu, bis sie beim vorletzten Abschlag ihr Maximum erreicht, wobei die Ordinaten ab etwa dem fünften Abschlag (LF19) nur mehr geringfügig differieren und sie deshalb eine beinahe plateauförmige Ausbildung besitzen.

Der Verlauf der Kurven wird im Zusammenhang mit den vorher gewonnenen Erkenntnissen (Abbildungen 4.4 und 4.5) wie folgt interpretiert:

Zu Beginn der Abschläge wird die aus dem Ortsbrustgewölbe stammende axiale Last über die große, im Gebirge vorhandene Verankerungslänge aufgenommen. Durch Veränderung der Verankerungslängen über dem Spritzbeton (Zunahme) und im Gebirge (Abnahme), wird der Anteil der über Druck abgetragenen Last größer, während der über Zug verankerte Anteil immer weiter sinkt.

Nachdem die Summenkurve eine beinahe plateauförmige Ausbildung zeigt und die Druckkraftkurve N_{MIN} zum Ende der Abschlagsreihe absinkt, kann angenommen werden, dass auch bei längeren Rohrschirmen keine betragsmäßig größere Druckkraft zu erwarten ist. Eine Vergrößerung der minimal verbleibenden Verankerungslänge (Überlappungslänge) reduziert den Betrag der bemessungsentscheidenden Druckkraft durch bessere Verankerung im Gebirge.

Biegemoment M_y (Abbildung 4.11):

Die dargestellte Kurve M_{MAX} zeigt den Verlauf des größten Feldmoments in den Rohren mit größter Vergleichsspannung (Firstrohre im Bereich von 12 bis etwa 15 Uhr).

Das Feldmoment liegt im Bereich des Abschlags (vgl. Abbildungen 4.6 und 4.7). Die Kurve zeigt ein plateauförmiges Maximum zwischen etwa dem dritten und dem fünften Abschlag (LF18 bis LF20). Anschließend sinkt sie bis zum letzten Abschlag unter dem betrachteten Rohrschirm kontinuierlich ab.

Der Verlauf des minimalen Moments (Stützmoment) M_{MIN} ist deutlich unregelmäßiger. Ab etwa dem vierten Abschlag wird ein lokales Minimum erreicht. In den darauffolgenden Abschlägen schwankt das Stützmoment um den Wert des bereits erreichten Minimums.

Das Stützmoment liegt im Bereich der Verankerung vor der Ortsbrust (s. Abb. 4.6 und 4.7), da hier eine „Vorspannung“ der Bettung durch die Wirkung des Ortsbrustgewölbes vorliegt, bzw. im Bereich über der Spritzbetonschale die nachlaufenden Setzungen zu einer Verschiebung der Momentenkurve in den positiven Bereich führen (s. Abbildung 4.8).

Bei allen durchgeführten Berechnungen liegt der Betrag des Feldmoments deutlich über demjenigen des Stützmoments. Für eine Dimensionierung des Schirms ist deshalb die Betrachtung des größten Feldmomentes ausreichend. Beim Nachweis der Rohrspannungen ist eine Überlagerung der Anteile aus Biegung bei größtem Feldmoment und aus Normalkraft bei der größten Druckkraft erforderlich (vgl. Kapitel 5.7).

Die Summenkurve zeigt ein beinahe plateauförmiges Maximum zwischen dem dritten und sechsten Aushub (LF18 bis LF20), bevor sie zum Ende des Ausbruchs deutlich abnimmt. Wegen des plateauförmigen Maximums kann angenommen werden, dass längere Rohre kein größeres Feldmoment zeigen würden.

Für die Interpretation der Zu- und Abnahme der dargestellten Kurven M_{MAX} und $\Sigma|M_{\text{MAX}}|+|M_{\text{MIN}}|$ wird das Steifigkeitsverhältnis von Ausbau (in diesem Fall: Rohr- bzw. IBO-Schirm) und Gebirge berücksichtigt:

Betrachtet man den Rohrschirm als elastisch gebetteten Träger (vgl. auch Kapitel 6), so ergibt sich die größte Systemsteifigkeit etwa beim Abschlag unter der Trägermitte, wo beide Trägerenden über eine wirksame elastische Einspannung verfügen. Am Anfang reicht die elastisch gebettete Länge über dem Spritzbeton nicht, um eine ebensolche Wirkung zu erzielen.

Zum Ende der Abschläge wird die Einbindung in das Gebirge vor der Ortsbrust immer geringer. Auch hier reduziert sich die Einspannwirkung des Rohres.

Die auf den Rohrschirm wirkende Last ergibt sich aus Differenzverformungen von Gebirge und Stäben. Bei reduzierter Steifigkeit des Stützsystems verringert sich auch dessen Belastung. Entsprechend mehr Last wird vom Gebirgstragring übernommen.

4.4 Maßgebliche Einflussfaktoren auf die Rohrschirmschnittgrößen

Mit Hilfe der in Kapitel 3 beschriebenen Variationsrechnung konnten die maßgebenden Einflüsse auf die Rohrschirmschnittgrößen identifiziert werden.

In Kapitel 5 werden diese quantitativ erfasst und daraus ein direktes Prognosemodell (Modell 1) abgeleitet. In ihren qualitativen Auswirkungen werden die wichtigsten Einflussfaktoren nachfolgend vorgestellt:

4.4.1 Einfluss des Gebirges

Die untersuchten Böden wurden in drei Vergleichsgruppen unterteilt. Zur weiteren Vereinfachung wurde jeweils ein Parametersatz an Stoffkonstanten als „Rohwerte“ des jeweiligen Gebirges definiert (vgl. Kapitel 3). Nachfolgend sind die maximal auftretenden Schnittgrößen der axialen Druckkraft N_{MIN} und des Feldmoments M_y exemplarisch für die Berechnung am Querschnitt QS2 bei Überlagerungshöhe von $h_u = 23$ m und Rohrschirmrohren d_N 88 mm tabellarisch aufgeführt:

Tabelle 4.1: Auswirkung der Bodenvergleichsgruppen auf die Bemessungsschnittgrößen

FE-Berechnung		Ermittelte extremale Schnittgrößenmaxima pro lfm Tunnelumfang		Relative Abweichung der Schnittgrößen zu den Ergebnissen von BVG 1	
BVG Nr. [-]	Ber. Nr. [-]	N_{MIN} [kN/m]	M_{MAX} [kN/m]	Abweichung Normalkraft $r_i(N) = (N_i - N_1) / N_1 \cdot 100$ [%]	Abweichung Feldmoment $r_i(M) = (M_i - M_1) / M_1 \cdot 100$ [%]
1	114	-209,1	10,90	0	0
2	108	-165,9	5,23	-21	-52
3	103	-156,8	4,32	-25	-60

Die Unterschiede zwischen den Gebirgsarten betragen bis zu 25 % bei der bemessungs-relevanten Druckkraft und bis zu 60 % beim maximalen Feldmoment.

Für jede Gebirgsart werden zusätzlich der Steifemodul $E_{s,ref}$ und die Wichte γ variiert. In Kapitel 5 werden Einflussfaktoren für die beiden Parameter für jede Gebirgsart, Querschnittsgröße und Schnittgrößenart präsentiert.

Die Wichte zeigt einen näherungsweise linearen, direkt proportionalen Einfluss auf die Rohrschirmschnittgrößen. Maximal werden die Schnittgrößen um etwa 40 % durch die Gebirgswichte verändert.

Der Steifemodul $E_{s,ref}$ zeigt einen deutlich nichtlinearen Zusammenhang zu den Rohrschirmschnittgrößen. Das Feldmoment hängt bis zu 140 % vom Steifemodul des Bodens ab – bei der Normalkraft beträgt der Einfluss des Steifemoduls maximal 60 %.

4.4.2 Einfluss von Überlagerungshöhe und Querschnittsgröße

Die Abhängigkeit der Schnittgrößen von der Überlagerungshöhe wird in Kapitel 5 für die unterschiedlichen Bodengruppen und Querschnittsgrößen in Form von Diagrammen zu den „Rohwerten“ der Schnittgrößen dargestellt.

Um den qualitativen Zusammenhang zwischen den einzelnen Einflussgrößen zu verdeutlichen sind nachfolgend je vier verschiedene Graphen für das maximale Feldmoment (Abb. 4.12) und die größte Druckkraft (Abb. 4.13) der Bodenvergleichsgruppen 1 und 3 bei Querschnittsgrößen 1 und 3 dargestellt:

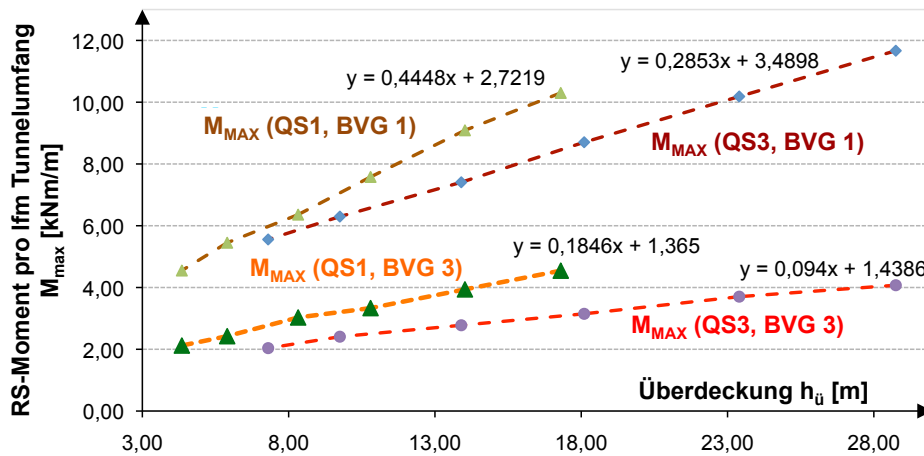


Abbildung 4.12: M_{ROH} in Abhängigkeit von der Überlagerungshöhe, BVG 1 + BVG 3, QS1 + QS3, RS d_N 88 mm

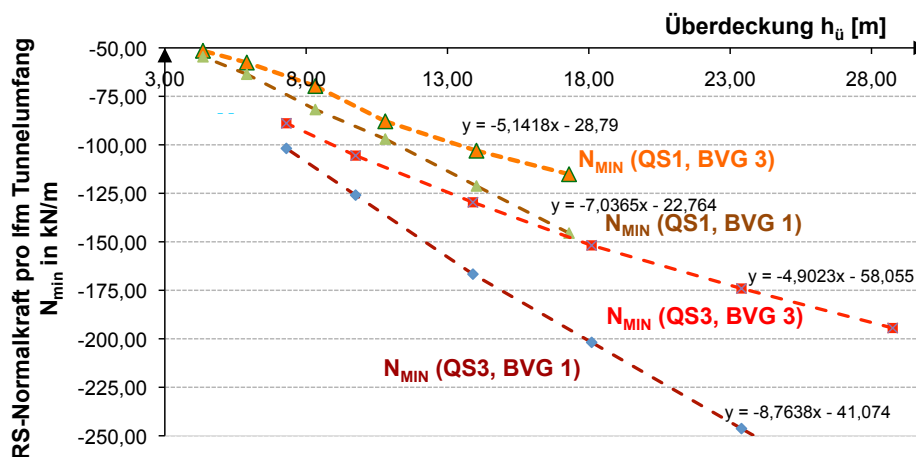


Abbildung 4.13: N_{ROH} in Abhängigkeit von der Überlagerungshöhe, BVG 1 + BVG 3, QS1 + QS 3, RS d_N 88 mm

Beide Diagramme zeigen einen beinahe linearen Zusammenhang zwischen den dargestellten Schnittgrößen und der Überlagerungshöhe der Tunnelfirste. Die Steigung der Kurven liegt dabei für das Biegemoment zwischen 1 : 10 und 1 : 2,3; d.h. die Biegebeanspruchung nimmt wesentlich langsamer zu als die Überlagerung.

Für die Normalkraft liegt die Steigung der Trendlinien im Gegensatz dazu zwischen 5 : 1 und 9 : 1, d.h. die größte Druckkraft nimmt überproportional zur Überlagerungshöhe zu.

Mit zunehmender Querschnittsgröße sinkt das aufzunehmende Biegemoment pro laufenden Meter (lfm) des Querschnittsumfangs um bis zu 20 %.

Nachdem der zu sichernde Umfang aber gleichzeitig auch zunimmt (und zwar um mehr als 60 %), steigt die absolut aufzunehmende Arbeit aus der Rohrschirmbiegung.

Die Normalkraft pro lfm Querschnittsumfang steigt hingegen um 20 % bis 50 % mit Zunahme der Querschnittsgröße von QS1 auf QS2. Nachdem der zu sichernde Querschnittsumfang zusätzlich zunimmt, erweist sich die Ausbruchgröße des Tunnelprofils als wesentlich entscheidender für die axiale Kraft als für die Biegung der Rohre.

Von Bodenvergleichsgruppe 3 (Kies, dicht) zu Bodenvergleichsgruppe 1 (steife bindige Böden) erhöht sich das Biegemoment bei gleicher Überlagerung und Querschnittsgröße um etwa das 2 - 3-fache. Die größte Druckkraft steigt um etwa das 1,5-fache. Der Anstieg ist plausibel, wenn beachtet wird, dass BVG 1 wesentlich weicher ist als BVG 3.

Der maximal mögliche Einfluss von Bodenvergleichsgruppe, Querschnittsgröße und Überlagerungshöhe zusammen beträgt in etwa

- Faktor 6 für das Biegemoment und
- Faktor 5 für die Druckkraft

im untersuchten Variationsbereich.

4.4.3 Einfluss der Biege- und Dehnsteifigkeit des Schirms

Eine Veränderung der Stabsteifigkeiten bzw. des Stabquerschnitts zeigt, dass der Entwurf der Sicherungselemente mindestens genauso großen Einfluss auf die sich im Schirm einstellenden Schnittgrößen hat wie die Umgebung, d.h. wie das Gebirge und die Größe des Ausbruchquerschnitts. Untenstehendes Diagramm wurde aus dem Ergebnis erster Variationsberechnungen erzeugt. Dargestellt wird das Ergebnis zweier Berechnungsreihen, die sich in den Bodenparametern unterscheiden. Die Berechnungsergebnisse werden nicht für das in Kapitel 5 präsentierte Prognosemodell verwendet.

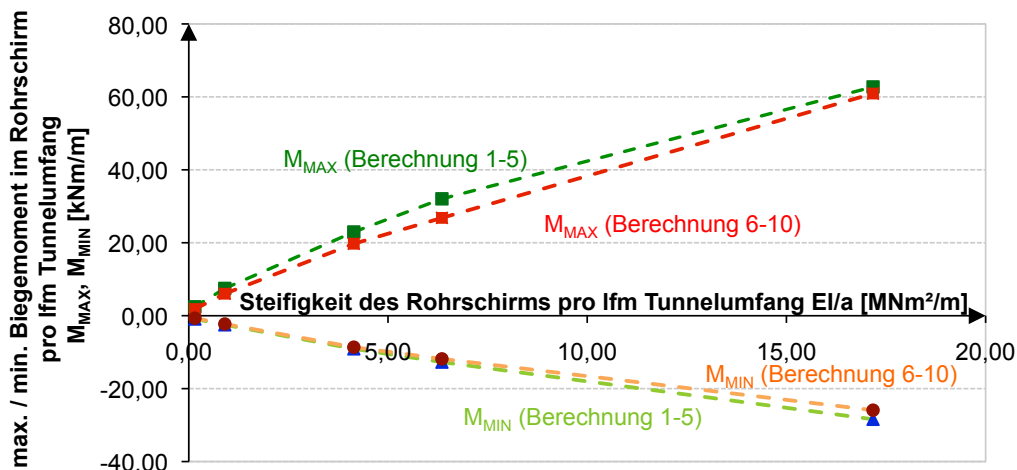


Abbildung 4.14: Auswirkung der Steifigkeit des Schirms auf das Biegemoment

Deutlich erkennbar ist die Zunahme der Beträge der Biegemomente mit der Biegesteifigkeit der Rohre.

Die in Kapitel 5 vorgestellten Berechnungen Nr. 100 - 192 zeigen, dass gegenüber einem „Norm-Rohrschirm“ d_N 88 mm ($EI/a = 0,99$ MNm²/m bei Rohrabstand $a = 0,44$ m) die Feldmomente bis zum 12-fachen zunehmen, wenn der Rohrquerschnitt auf d_N 219 mm ($EI/a = 18,89$ MNm²/m bei Rohrabstand $a = 0,4$ m) vergrößert wird.

Unterhalb der Rohrschirmdurchmesser d_N 88 mm bzw. bei Biegesteifigkeiten kleiner $EI/a = 0,99$ MNm²/m, fällt das errechnete Biegemoment der Schirme stark ab.

Für IBO-Schirme mit Durchmessern von d_N 32 mm (die, wie bereits in Kapitel 3 beschrieben, ohne Betonummantelung modelliert wurden) sind kaum mehr sinnvolle Momentenbeträge ablesbar (maximal etwa 0,2 kNm). Es wird die Grenze der Rechengenauigkeit erreicht.

Die Dehnsteifigkeit nimmt für die untersuchten Rohrdurchmesser von $EA/a = 202,4$ MN/m (d_N 32 mm; $a = 0,44$ m) auf $EA/a = 3135,2$ MN/m (d_N 219,4 mm; $a = 0,44$ m) zu. Der Einfluss auf die maximalen Normalkräfte (Druck und Zugkraft) ist jedoch geringer als beim Biegemoment.

Die in Kapitel 5 präsentierten Diagramme zeigen Einflussfaktoren von 0,4 bis 1,3 bezogen auf den Normschirm mit einer Dehnsteifigkeit von $EA/a = 1170 \text{ MN/m}$.

Im nachfolgenden Diagramm sind die Normalkraftkurven für ausgewählte Berechnungen (Nr. 101 - 106, 107 - 112 und 113 - 118) dargestellt.

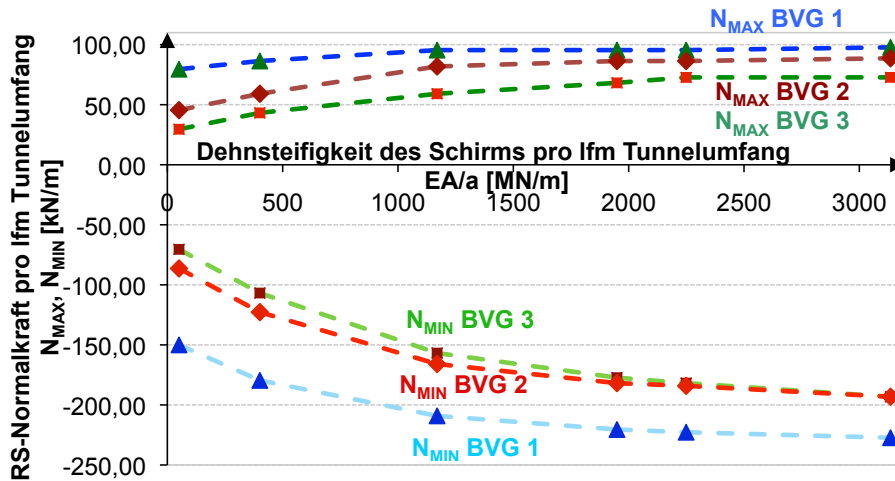


Abbildung 4.15: Normalkraft in Abhängigkeit von der Dehnsteifigkeit

4.5 Auswirkung auf Setzungen und Konvergenzen

Ziel der Arbeit ist es nicht, Setzungen aufgrund von Tunnelvortrieben zu prognostizieren.

Für eine möglichst korrekte Prognose der Setzungen mittels FE-Berechnung wäre insbesondere das zeitabhängige Verhalten von Gebirge und Ausbau abzubilden. Baubetriebliche Faktoren (Sicherungszeiten) müssten berücksichtigt werden. Zur Approximation von vortriebsbedingten Setzungen haben sich unter anderem Verfahren bewährt, die auf der Auswertung von Messergebnissen beruhen (vgl. FILLIBECK & VOGT (2010)).

Auch die Modellierung der Ortsbruststützung und die verwendeten Iterationsverfahren bzw. die maximal erzielbare Konvergenz der Berechnung haben Einfluss auf die absoluten Beträge von Setzungen und Ortsbrustverformungen (vgl. Kapitel 3.7.4).

Weil die Tendenzen bzw. Relationen der Ergebnisse hiervon weitgehend unbeeinträchtigt bleiben, können mit den aus den FE-Berechnungen gewonnenen Daten Vergleiche und Sensitivitätsanalysen angestellt werden, so dass sich Aussagen zu den qualitativen Auswirkungen von Rohr- und IBO-Schirmen auf das Verformungsverhalten des Gebirges ableiten lassen.

4.5.1 Setzungen von Oberfläche und Firste

Durch Vergleich unterschiedlicher Berechnungsergebnisse kann eine Tendenz aus den Setzungswerten abgeleitet werden und damit eine Einschätzung der Wirksamkeit von Rohr- bzw. IBO-Schirmdecken als setzungsreduzierende Maßnahmen erfolgen. Die Aussagen gelten für die betrachteten Lockergesteinsböden.

In den nachfolgenden Diagrammen sind die maximalen berechneten Verformungen von Firste und Oberfläche über der Biegesteifigkeit der Schirme abgetragen:

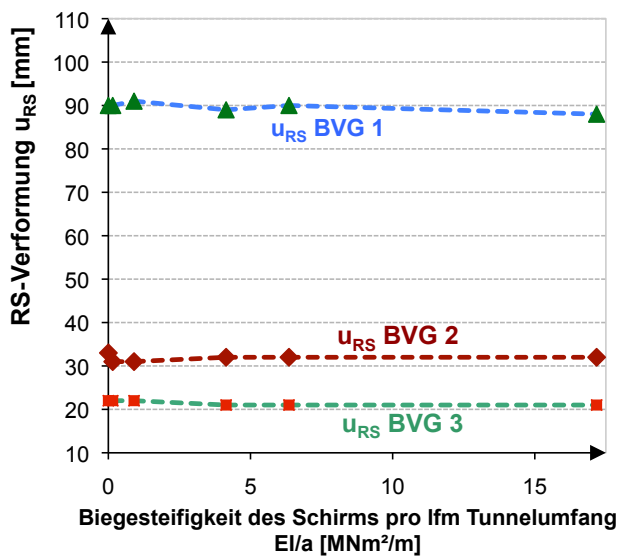


Abbildung 4.16: Einfluss der Schirmsteifigkeit auf die maximale Verformung der Firstrohre, BVG 1 - 3, $h_{\bar{u}} = 23$ m, QS2, Ber. Nr. 101 - 118

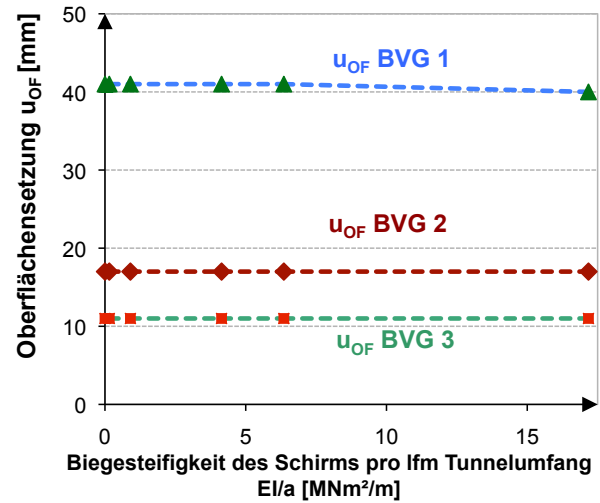


Abbildung 4.17: Einfluss der Schirmsteifigkeit auf die maximale Setzung der Oberfläche, BVG 1 - 3, $h_{\bar{u}} = 23$ m, QS2, Ber. Nr. 101 - 118

Der Absolutwert der errechneten Verformungen ist neben den oben beschriebenen zeitabhängigen bzw. produktionsspezifischen Einflüssen auch von der Querdehnzahl des Gebirges abhängig (vgl. Kapitel 3). Diese wurde für die betrachteten Berechnungen so gewählt, dass robuste Werte für die Rohrschnittgrößen erwartet werden können, nicht um Setzungen möglichst genau zu beschreiben. Die dargestellten Grafiken (Abb. 4.16 und 4.17) sind deshalb nur hinsichtlich ihrer Tendenz, nicht aber hinsichtlich des Betrags der Verformung zutreffend.

Für die untersuchten steifen, bindigen und rolligen Böden kann unabhängig von der eingebauten Rohrschirmsteifigkeit keine (relevante) Verringerung der Setzung der Firste und Oberfläche festgestellt werden. Es muss deshalb davon ausgegangen werden, dass durch den Einsatz eines Rohrschirms keine relevante Setzungsreduktion in Lockergesteinsböden erfolgt.

Der Ort der maximalen Verformung der Firstrohre liegt zwischen Beginn und Mitte des Rohrschirmrohres (vgl. Biegelinie in Abb. 4.18) – zumeist am Beginn des Rohrschirms. Die Rohrverformung nimmt mit jedem Aushubschritt zu und summiert sich zu einer Gesamtsetzungskurve wie bereits von VOLKMANN & SCHUBERT gemessen (vgl. auch Abb. 4.9).

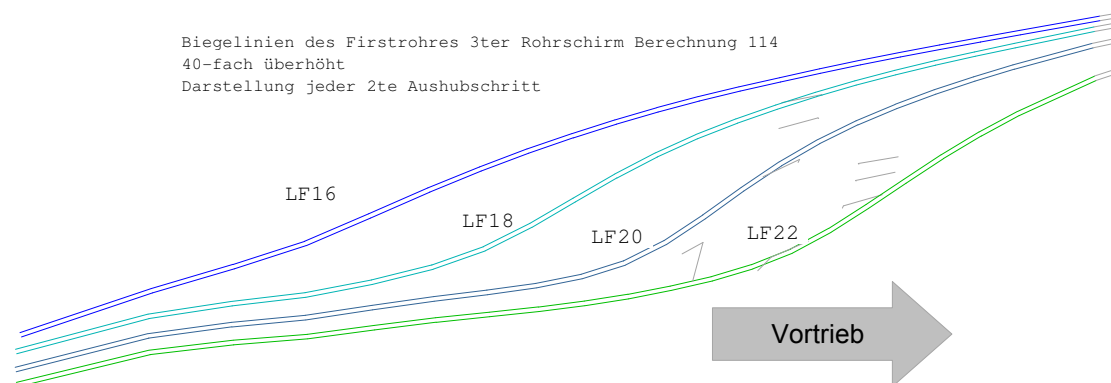


Abbildung 4.18: Verformtes Firstrohr im Tunnellängsschnitt, 40-fach überhöhte Darstellung jedes zweiten Aushubschrittes, Ber. Nr. 114

Der Bauch der Biegelinie ist bei den von VOLKMANN & SCHUBERT veröffentlichten Messergebnissen (vgl. VOLKMANN (2004) bzw. Abb. 4.9) ausgeprägter als bei dem oben präsentierten Berechnungsergebnis. Die Lage des Bauches befindet sich bei Messung und Berechnung etwa im Bereich des Abschlags. Die Gegenkrümmung am Beginn der Biegelinie zeigt die Ausbildung einer Teileinspannung durch Gebirge und Spritzbeton, die dort noch durch den Sägezahn des letzten Rohrschirms verstärkt ist. Sie kann mit dem vereinfachten Modell des elastisch gebetten Trägers nachvollzogen werden (vgl. Kapitel 6).

Zwischen dem vorliegenden FE- Modell und den Messungen von VOLKMANN & SCHUBERT gibt es einige systematische Unterschiede:

Die Messungen wurden von Volkmann & Schubert an Felstunneln durchgeführt, die in bautechnisch schwierigem Gestein lagen, welche insbesondere hohe Kohäsionswerte ($c_{\text{elastic}} = 40 \text{ kN/m}^2$, $c_{\text{residual}} = 19 \text{ kN/m}^2$ (vgl. VOLKMANN & SCHUBERT (2007), S. 7, Table 2)) aufweisen. Dies entspricht der 10-fachen Kohäsion der hier untersuchten Bodenvergleichsgruppe 2, während die weiteren Stoffparameter (E , φ) an dessen oberster Grenze liegen. Die in Abbildung 4.9 dargestellte Setzungskurve wurde von VOLKMANN & SCHUBERT in einem nicht verpressten und unverrohrt gebohrten Rohrschirm gemessen (vgl. VOLKMANN (2004), S. 5), während die hier betrachteten FE-Berechnungen vor allem für verpresste Rohrschirme mit vollem Verbund zum Gebirge und geringen bis nicht vorhandenen Auflockerungen durch den Bohrvorgang gelten sollen. Beim Bohrvorgang kam es nach VOLKMANN & SCHUBERT zu Verformungen in der Größenordnung von 4 cm. Mehrfach entstanden Schwierigkeiten bei der Installation von Bohrröhren, weil die Bohrlöcher instabil waren.

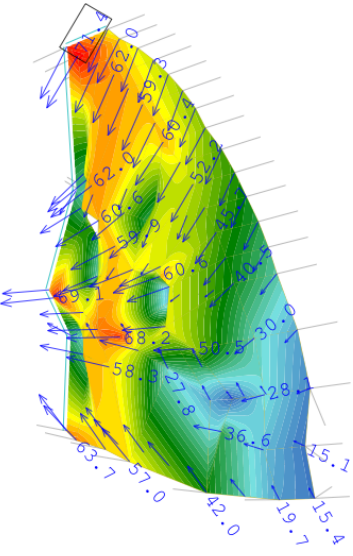
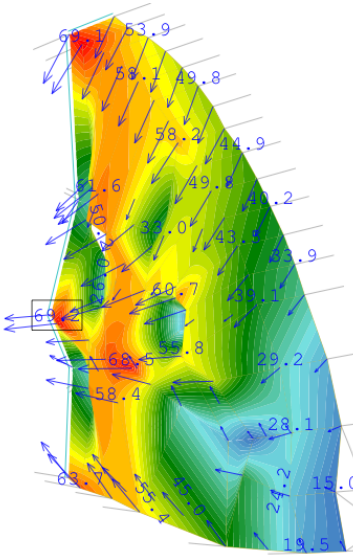
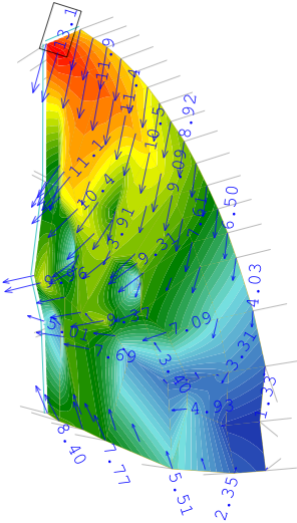
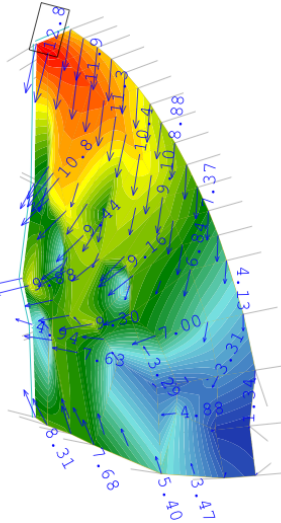
4.5.2 Verformung der Ortsbrust

VOLKMANN & SCHUBERT (2006) veröffentlichen numerisch ermittelte Verformungsbilder der Ortsbrust mit und ohne Rohrschirm. Aus den Bildern ergeben sich Verformungsdifferenzen von Tunnelvortrieben ohne Rohrschirmsicherung zu solchen mit Rohrschirmgewölben, die in Abhängigkeit der angesetzten residualen Kohäsion bis zu 10 cm betragen.

Diese Ergebnisse können in Bezug auf die Größe der Verformung bei den hier untersuchten Lockergesteinsböden nicht bestätigt werden. Zwar zeigt sich als Auswirkung von unterschiedlich steifen Rohrschirmen (bzw. durch das Vorhandensein eines Rohrschirms) eine Reduktion der Verformungen der Ortsbrust - diese bewegt sich aber im Bereich von Millimetern.

Nachfolgend sind die Verformungen der Ortsbrust für die Bodenvergleichsgruppen 1 und 3 abgebildet. Es werden jeweils zwei Bilder gegenübergestellt, bei denen die Steifigkeit des Rohrschirms verändert wurde.

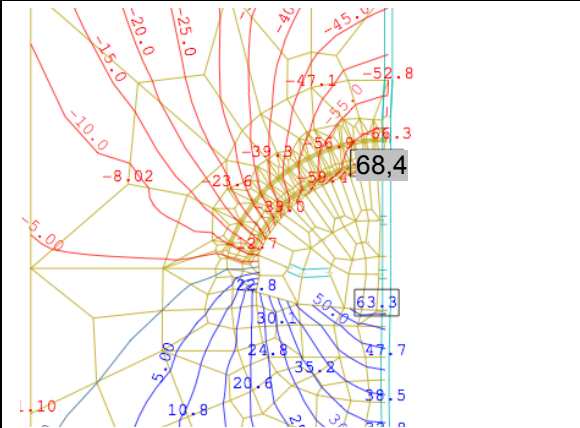
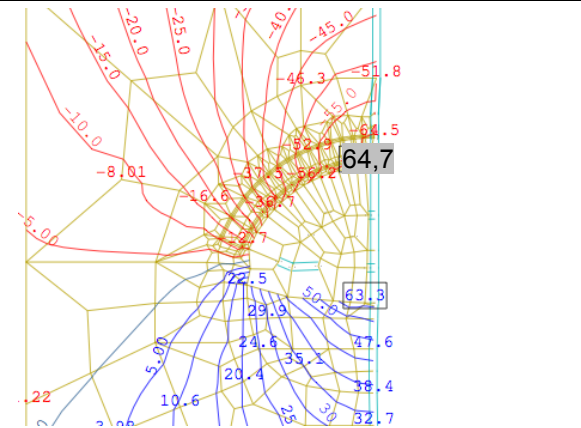
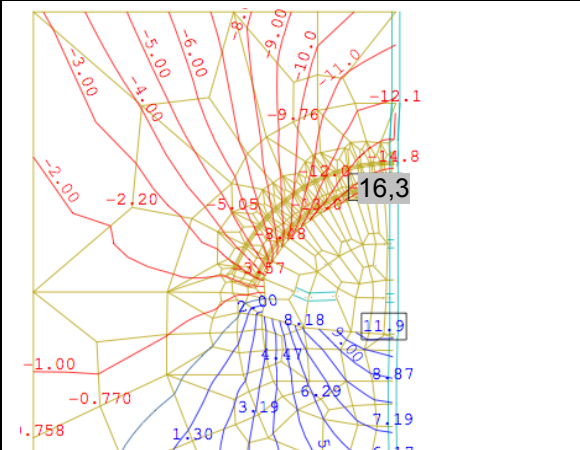
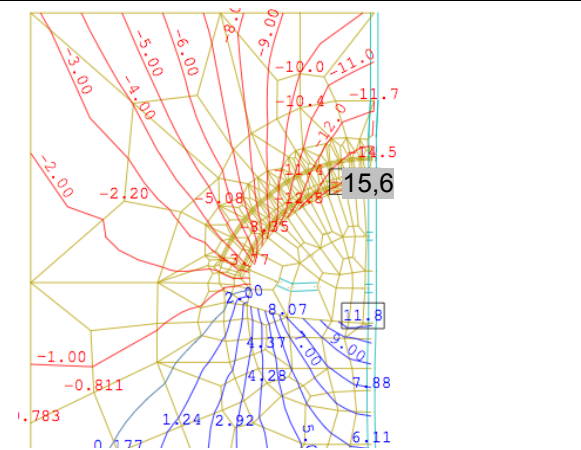
Bei Auswertung des Modells mit den Parametern der BVG 3 konnte eine Berechnung ohne Rohrschirm erfolgreich und mit gutem Konvergenzverhalten durchgeführt werden. Diese wird als eines der Ergebnisse benutzt. Dargestellt ist die Ortsbrustverformung des dritten Aushubschritts.

	Geringe Rohrschirmsteifigkeit (BVG 1) bzw. kein Rohrschirm (BVG 3)	Hohe Rohrschirmsteifigkeit (BVG 1, 3)
BVG 1 (steife bindige Böden)	 <p>Abbildung 4.19: Verformte Ortsbrust u [mm], Ber. Nr. 113, LF18, RS d_N 60 mm, Maximalwert an Firste u_{MAX} = 71,4 mm</p>	 <p>Abbildung 4.20: Verformte Ortsbrust u [mm], Ber. Nr. 117, LF18, RS d_N 219 mm, Maximalwert an Firste u_{MAX} = 69,1 mm</p>
BVG 3 (dicht gelagerte Kiese)	 <p>Abbildung 4.21: Verformte Ortsbrust u [mm], Ber. Nr. 100, LF18, kein RS, Maximalwert an Firste u_{MAX} = 13,1 mm</p>	 <p>Abbildung 4.22: Verformte Ortsbrust u [mm] Ber. Nr. 104, LF18, RS d_N 140 mm, Maximalwert an Firste u_{MAX} = 12,8 mm</p>

Die Ortsbrust zeigt bei geänderter Rohrschirmsteifigkeit nur geringe Verformungsdifferenzen von 2,3 mm für die Bodenvergleichsgruppe 1 bzw. 0,3 mm bei Bodenvergleichsgruppe 3.

4.5.3 Verformung der Tunnellaubung im Abschlag

Der Einfluss der Steifigkeit des Rohrschirms zeigt sich an der Abschlagslaibung geringfügig deutlicher als an der Ortsbrust. Wie vorher werden nachfolgend exemplarisch je zwei Berechnungsergebnisse für die Bodenvergleichsgruppe 1 und 3 in Bezug auf die Vertikalverformung der Abschlagslaibung im Lastfall LF18 dargestellt.

	Geringe Rohrschirmsteifigkeit (BVG 1) bzw. kein Rohrschirm (BVG 3)	Hohe Rohrschirmsteifigkeit (BVG 1, 3)
BVG1 (steife bindige Böden)	 <p>Abbildung 4.23: Vertikalverformung u [mm] im Schnitt des Abschlags, Ber. Nr. 113, LF18, RS d_N 60 mm, Maximalwert an Firste u_{MAX} = 68,4 mm</p>	 <p>Abbildung 4.24: Vertikalverformung u [mm] im Schnitt des Abschlags, Ber. Nr. 117, LF18, RS d_N 219 mm, Maximalwert an Firste u_{MAX} = 64,7 mm</p>
BVG 3 (dicht gelagerte Kiese)	 <p>Abbildung 4.25: Vertikalverformung u [mm] im Schnitt des Abschlags, Ber. Nr. 100, LF18, kein RS, Maximalwert an Firste u_{MAX} = 16,3 mm</p>	 <p>Abbildung 4.26: Vertikalverformung u [mm] im Schnitt des Abschlags, Ber. Nr. 104, LF18, RS d_N 140 mm, Maximalwert an Firste u_{MAX} = 15,6 mm</p>

Der Vergleich der abgebildeten Vertikalverformungen zeigt für die betrachteten, exemplarischen Beispielrechnungen:

Für Bodenvergleichsgruppe 1 nimmt die Firstsetzung um 3,7 mm bei starker Zunahme der Steifigkeit des eingesetzten Rohrschirms ab.

Bei Bodenvergleichsgruppe 3 kann durch Einsatz eines Rohrschirms mittlerer Steifigkeit die Firstverformung um 0,7 mm verringert werden.

4.5.4 Fazit

Es kann festgehalten werden:

Für die betrachteten Lockergesteinsböden ergibt sich durch die Stützung mit unterschiedlich steifen Schirmen nur eine geringe Reduktion der Konvergenzen an Ausbruchslaibung und Ortsbrust, die im Vergleich zu den Gesamtverformungen eine vernachlässigbare Rolle spielen. Auch die Setzungen der Geländeoberfläche können nicht in relevantem Maße durch einen Rohr- oder IBO-Schirm beeinflusst werden. Zur Reduktion von Verformungen und Setzungen können Rohrschirme demzufolge nicht als alleinstehende Maßnahme, sondern nur im Zusammenspiel mit steifem Ausbau, verformungsarmen Fußwiderlagern und kurzen Abschlagslängen eingesetzt werden.

4.6 Stützwirkung auf das Gebirge

In den vorigen Kapiteln wurde gezeigt, dass keine wesentliche Reduktion der Tunnelsetzungen durch eine Rohrschirmsicherung erreicht werden kann. Es soll untersucht werden, auf welche Art die betrachteten Schirme zu einer Erhöhung der Sicherheit des Tunnelvortriebs beitragen:

Rohrschirme werden als vorausseilende Sicherung der Abschlagslaibung eingesetzt, um gerade in Lockergesteinsböden das Auslaufen von temporär nicht standfesten Gebirgsbereichen (z.B. rollige Schichten) zu verhindern. Hierzu ist neben einer Injektion des Gebirges auch ein geringer Abstand der Rohre sinnvoll.

Neben dieser eher konstruktiven Aufgabe findet der Einsatz von Rohr- und IBO-Schirmen seine Rechtfertigung jedoch durch seine stabilisierende Wirkung des Gebirges. Diese basiert auf zwei Effekten:

- Stützung der Abschlagslaibung und
- Reduktion der Gebirgsspannungen im „Schlotbereich“ oberhalb von Ortsbrust und Firste (Wirkung als „Bewehrung“ des Gebirges).

Es kann gezeigt werden, dass es durch die gebirgsverbessernde Wirkung der Schirme zu einer Reduktion der Gebirgsausnutzung in einem schlotförmigen Bereich oberhalb von Firste und Abschlagslaibung kommt.

Entscheidend für die Reduktion der Gebirgsausnutzung ist dabei die Wirkung des Schirms als Bewehrungselement. Unabdingbar dafür ist der Verbund zwischen Stäben und Umgebung.

Die Stützwirkung der Schirme wird nachfolgend erläutert.

4.6.1 Stützung der Abschlagslaibung

Durch den Tunnelvortrieb kommt es zu Plastifizierungen im Gebirge direkt oberhalb des Abschlags (vgl. Abb. 4.32 - 4.34). Die Stützung der Abschlagslaibung stellt sicher, dass plastifizierte oder spannungslos gewordene Bereiche unterhalb des Abschlagsgewölbes (s. Trajektorienverläufe Abb. 4.3 und 4.4) nicht in den Tunnel fallen und dabei die Vortriebsmannschaft gefährden.

Der mögliche Stützdruck auf die Abschlagslaibung hängt dabei von der Steifigkeit des Schirmes ab. Dies zeigt sich in den steifigkeitsabhängigen Lastansätzen, die für das Ersatzmodell elastisch gebetteter Träger entwickelt wurden (vgl. Abb. 6.9 Kapitel 6). Im Grenzfall bei dem die Steifigkeit des Schirms gegen „0“ konvergiert (keine vorausseilende Sicherung vorhanden) verschwindet auch der radiale Stützdruck der Abschlagslaibung.

4.6.2 Wirkung als Gebirgsbewehrung

Die Wirkung der Schirme als Bewehrung des Gebirges deuten bereits die Trajektorienbilder der Abbildungen 4.3 und 4.4 an:

Die Schirmstäbe befinden sich am Schnittpunkt zweier Spannungswirbel um Ortsbrust und Abschlagslaibung. Das Gebirge kann die in diesem Bereich vorhandenen hohen Längsspannungen auf die eingebohrten Stäbe übertragen. Diese wirken quasi als „Bewehrungsstäbe“.

Die Reduktion der Gebirgsspannungen in Tunnellängsrichtung oberhalb der Abschlagslaibung wird nachfolgend exemplarisch an drei Berechnungen der Bodenvergleichsgruppe 3 gezeigt, bei denen unterschiedlich steife Rohrschirme (Abbildungen 4.28 und 4.29) bzw. kein Rohrschirm (Abbildung 4.27) eingesetzt wurden [die Tatsache, dass bei Ber. Nr. 100 auch ohne Schirm Konvergenz erzielt wurde, bedeutet dabei jedoch nicht, dass in dem betrachteten Gebirge keine vorauseilende Sicherung erforderlich ist, da die Berechnungen keine Sicherheitsbeiwerte enthalten (vgl. Kap 3.7.1)].

Die Horizontalspannungen des Gebirges in Vortriebsrichtung werden in Form von Höhenflächen abgetragen. Dunkelblaue Bereiche haben geringe Spannungsbeträge, dunkelgrüne Bereiche sind höher belastet.

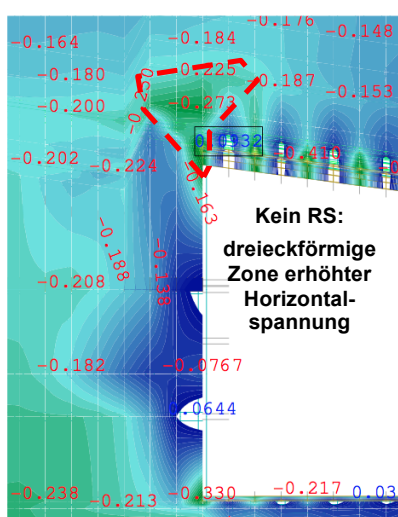


Abbildung 4.27: Tunnellängsschnitt mit Höhenflächen der Horizontalspannungen in Vortriebsrichtung σ_{xx} [MN/m²], Ber. Nr. 100, LF21, kein RS

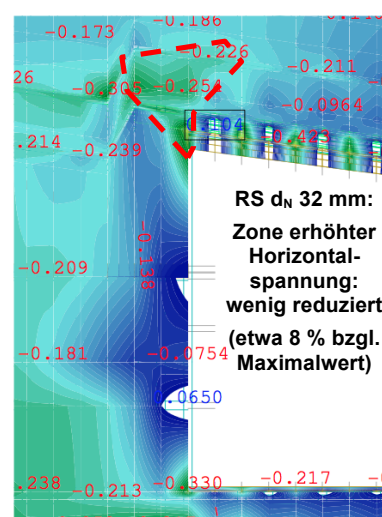


Abbildung 4.28: Tunnellängsschnitt mit Höhenflächen der Horizontalspannungen in Vortriebsrichtung σ_{xx} [MN/m²], Ber. Nr. 101, LF21, RS d_N 32 mm (z.B. IBO)

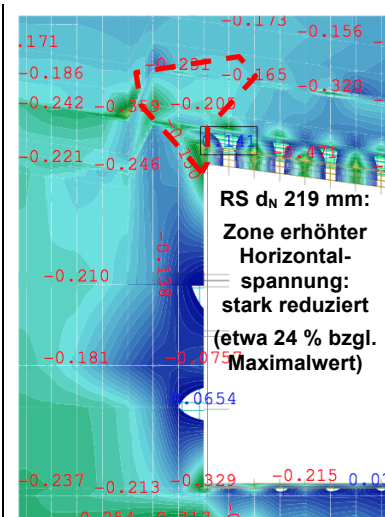


Abbildung 4.29: Tunnellängsschnitt mit Höhenflächen der Horizontalspannungen in Vortriebsrichtung σ_{xx} [MN/m²], Ber. Nr. 106, LF21, RS d_N 219 mm

In Abbildung 4.27 ist oberhalb der Verschneidung Ortsbrust - Abschlagslaibung eine grüne Zone erhöhter Horizontalspannungen in der Form eines auf dem Kopf stehenden Dreiecks zu sehen.

Die Zone erhöhter Spannungen liegt in dem Bereich, in dem im vorangegangenen Kapitel in den Abbildungen 4.3 und 4.4 das Zusammentreffen der Gewölbe über Abschlag und Ortsbrust lokalisiert wurde – im Wirkungsbereich eines möglichen Rohrschirms. In Abbildung 4.28 ist die Zone erhöhter Spannung etwas verringert. Die Abbildung stammt aus einer Berechnung mit dünnem Rohrschirm bzw. mit einem IBO-Schirm. In Abbildung 4.29 fehlt die Zone der erhöhten Horizontalspannung fast vollständig. Der Rohrschirm hat als Bewehrungselement entsprechende Gebirgsspannungen als Normalkraft übernommen und damit die hinsichtlich eines möglichen Verbruchs heiklen Bereiche zwischen Ortsbrust und Abschlagslaibung entlastet:

Hier erweisen sich die Horizontalspannungen als vorherrschend, weil die Vertikalspannung im Zuge des Vortriebs stark abgesunken ist, bis die Horizontalspannungen oberhalb des Abschlags ein Mehrfaches der Vertikalspannung betragen, deren Betrag gegen „0“ absinkt (vgl. Spannungsdiagramm Abbildung 3.37 Kapitel 3).

Es entstehen plastische Zonen oberhalb der Abschlagslaibung. Die Größe dieser Zonen sinkt dabei mit dem Einbau eines Schirms (s. später).

Nachfolgend wird die Reduktion der Horizontalspannungen als Ausschnitt aus einem Spannungsdiagramm über die Abschlagsfolge dargestellt.

Betrachtet wird ein FE-Element, das etwa 0,5 m oberhalb eines möglichen Schirms in der Tunnelfirste liegt.

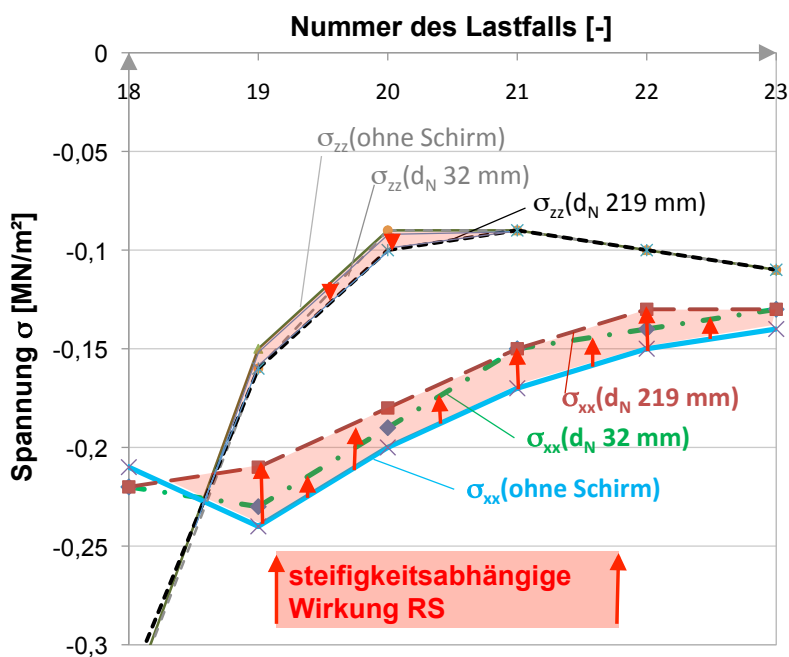


Abbildung 4.30: Verlauf der Spannung im Element oberhalb der Firste bei unterschiedlich steifem Schirm bzw. ohne Schirm, Ber. Nr. 100,101 und 106

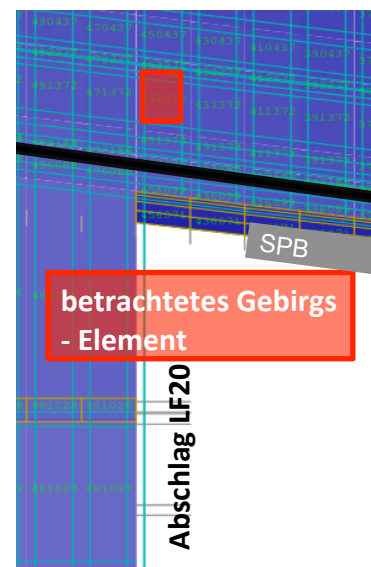


Abbildung 4.31: Lage des betrachteten Elements über der Firste und RS

Abbildung 4.30 zeigt die Gebirgsspannungen in Tunnellängsrichtung und Vertikalrichtung für ein Element oberhalb der Firste über die Abschlagsfolge. Im LF20 ist der Ausbruch unter dem betrachteten Element angekommen. Die Spannungskurven werden für mehrere Berechnungen abgetragen. Die untersuchten Sicherungsvarianten sind: „ohne Schirm“ (Ber. Nr. 100), mit dünnem IBO-Schirm d_N 32 mm (Ber. Nr. 101) und mit steifem Rohrschirm d_N 219 mm (Ber. Nr. 106).

Deutlich sichtbar ist die starke Abnahme der Vertikalspannung σ_{zz} mit Annäherung des Vortriebs bei einer gleichzeitigen Zunahme der Horizontalspannung in Tunnellängsrichtung σ_{xx} .

Es kommt zu einer Umkehr der Hauptspannungsrichtung – die Vertikalspannung ist über mehrere Abschlüsse nur mehr halb so groß wie die Längsspannung des Gebirges.

Die Zunahme der Längsspannungen ist dabei für die Kurven mit Schirmsicherung geringer als bei der Berechnung ohne Schirm. Die Reduktion der Horizontalspannungen ist umso größer, je steifer die Schirmsicherung ausgeführt wird (die Kurve der Horizontalspannung des steifen Rohrschirms $\sigma_{xx}(d_N 219 \text{ mm})$ liegt näher an der „0“-Achse als die Kurve σ_{xx} des IBO-Schirms $\sigma_{xx}(d_N 32 \text{ mm})$).

Die Längsspannungen des Gebirges werden in Druck- und Zugkräfte in den Schirmrohren bzw. IBO's umgesetzt. Die Wirkung der betrachteten Schirme kann daher mit Bewehrungsstäben im Stahlbetonbau verglichen werden.

Noch schwach erkennbar ist die stützende Wirkung auf die Ausbruchslaibung durch den Schirm: Die Berechnung mit steifem Rohrschirm d_N 219 mm zeigt eine etwas geringere Abnahme der Vertikalspannung des Gebirges σ_{zz} , da der Laibungsrand durch die Rohre gestützt wird. Es resultiert eine Biegebelastung des Schirmes, wie bereits in Kapitel 4.2 beschrieben wurde.

4.6.3 Resultierende Erhöhung der Sicherheit

Der Abbau der plastischen Zone oberhalb der Abschlagslaibung und damit die gebirgsverbessernde Wirkung der Schirme, die auf der oben dargestellten Reduktion der Horizontalspannungen basiert, wird nachfolgend exemplarisch an 3 Berechnungen zur Bodenvergleichsgruppe 3 gezeigt, bei denen unterschiedlich steife Rohrschirme (Abb. 4.33 und 4.34) bzw. kein Rohrschirm (Abb. 4.32) eingesetzt wurden.

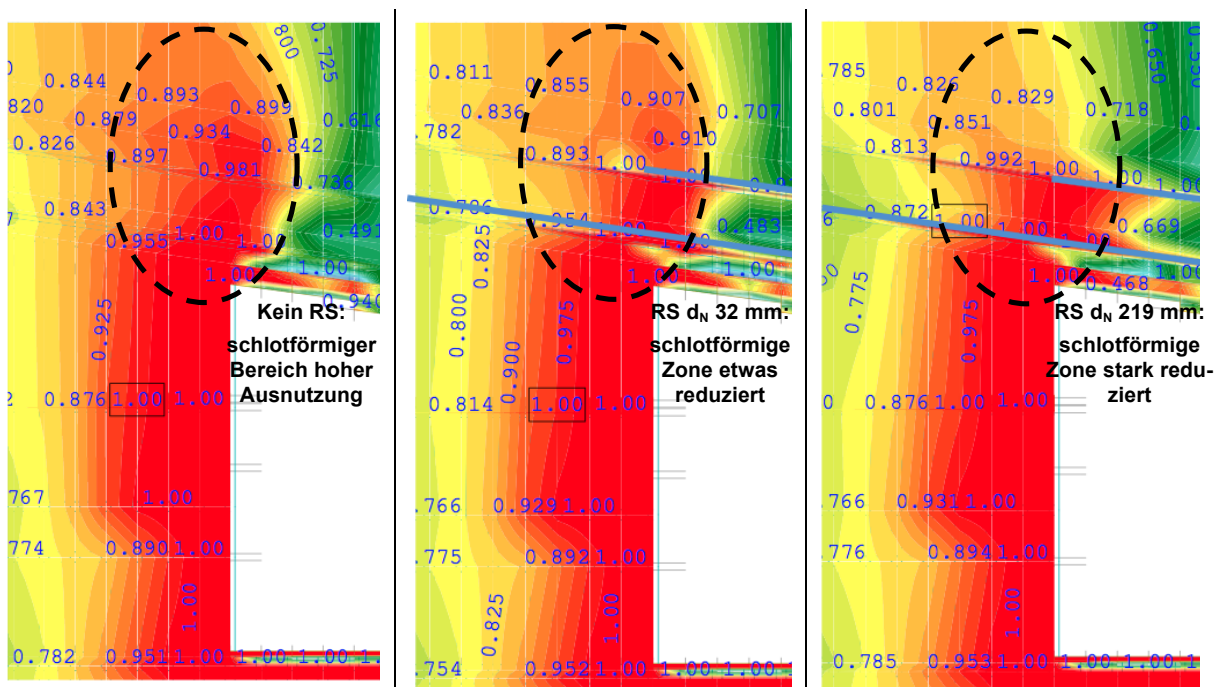


Abbildung 4.32: Tunnellängsschnitt mit Höhenflächen der Ausnutzung der Fließbedingung [-],

Ber. Nr. 100, LF18,
kein RS

Abbildung 4.33: Tunnellängsschnitt mit Höhenflächen der Ausnutzung der Fließbedingung [-],

Ber. Nr. 101, LF18,
RS d_N 32 mm (z.B. IBO)

Abbildung 4.34: Tunnellängsschnitt mit Höhenflächen der Ausnutzung der Fließbedingung [-],

Ber. Nr. 106, LF18,
RS d_N 219 mm

Die dargestellten drei Abbildungen entstammen den selben Berechnungen, die vorher hinsichtlich der Horizontalspannungen ausgewertet wurden.

Abgebildet ist ein Tunnellängsschnitt durch die Ortsbrust mit den Höhenflächen der normierten Ausnutzungen der Mohr-Coulomb Fließbedingung.

Gewählt wird LF18, der dritte Abschlag unter dem betrachteten Rohrschirmabschnitt, bei dem in den meisten Berechnungen die größte Belastung der Rohre erreicht ist.

In den Abbildungen sind die Rohre des letzten und des aktuellen Rohrschirmsabschnitt als hellblaue Linien eingezeichnet. Der vorherige Rohrschirm verankert genau bis zur Lage der Ortsbrust. Die Ausnutzung steigt von blau und grün bis nach rot, wo die Mohr-Coulomb'sche Fließbedingung erreicht ist.

Oberhalb von Ortsbrust und Abschlagslaibung ist in Abbildung 4.32 ein Schlot hoher Gebirgsausnutzung deutlich erkennbar. Die Zone liegt etwa im selben Bereich, wo schon in der vorherigen Betrachtung hohe Horizontalspannungen festgestellt wurden.

Die dunkelroten Flächen des betrachteten Gebiets sind in Abbildung 4.33 etwas reduziert. Das Bild entstammt einer Berechnung mit dünnem Rohrschirm oder IBO-Schirm.

Deutlich verringert haben sich die Zonen hoher Ausnutzung in Abbildung 4.34, die aus einer Berechnung mit sehr steifem Rohrschirm entstammt. Weiterhin hoch ausgenutzt bzw. dunkelrot sind in dieser Abbildung die Bereiche zwischen beiden Rohrschirmen (altem und aktuellem). Hier wird die Schubbruchbedingung des Gebirges ausgenutzt, weil die Spannungen der Gebirgsgewölbe in die Rohre eingeleitet werden müssen.

Die an Berechnungen der BVG 3 gezeigte Reduktion der plastischen Zone lässt sich in etwa selben Maß bei Berechnungen der BVG 2 feststellen. Bei Berechnungen zur BVG 1 ergeben sich wesentlich größere plastische Zonen vor der Ortsbrust bis hin zum betrachteten Schlot. Ein (nichts desto weniger vorhandene) Reduktion der Ausnutzung lässt sich hier schlechter darstellen.

Fazit

Die Analyse der Gebirgsspannung bzw. -ausnutzung bei Lockergesteinsvortrieben zeigt:

Rohrschirme reduzieren die Gebirgshorizontalspannung und -ausnutzung im hinsichtlich Verbrüchen sensiblen Verschneidungsbereich zwischen Ortsbrust und Abschlagslaibung. Sie wirken dabei als „Bewehrungselement“, das im Bereich des Zusammentreffens der Gewölbe über Abschlagslaibung und Ortsbrust das Gebirge entlastet. Der Entlastungseffekt steigt (bei unterstelltem gleich gutem Verbund zum Gebirge) mit steigender Steifigkeit der Rohre bzw. IBO's.

Eine in Kapitel 7 durchgeführte Untersuchung zeigt: Mit abnehmendem Reibungswinkel zwischen Rohr bzw. IBO und Gebirge sinkt die Normalkraft in den Stäben des Schirms. Es können weniger Horizontalspannungen aus dem Gebirge übernommen werden. Die gebirgsverbessernde Wirkung der Schirme lässt somit mit der übertragbaren Schubkraft zwischen Rohr und Gebirge nach.

Zusätzlich zur Wirkung als Gebirgsbewehrung wird die Abschlagslaibung gestützt. Beide Stützeffekte erzeugen die Rohrschirmschnittgrößen (N , M_y), wobei für die Reduktion der Gebirgsausnutzung insbesondere die Wirkung als Bewehrung und damit die Normalkraft in Rohr bzw. IBO erforderlich ist.

Beispielhafte Abschätzung des Gewinns an relativer Sicherheit für BVG 3:

Die von der Steifigkeit des Schirms abhängige Stützwirkung des Gebirges bzw. der hierdurch erzielte Gewinn an Sicherheit wird nachfolgend näher untersucht. Als Gewinn an Sicherheit wird eine Reduktion der Gebirgsausnutzung interpretiert. Diese Betrachtungsweise geht dabei davon aus, dass durch eine Reduktion der plastischen Zone mehr tragfähiges Gebirge vorhanden ist, das mögliche zusätzliche Lasten übernehmen kann. Zur Quantifizierung der Zunahme der relativen Sicherheit gegen Gebirgsverbuch bzw. der Reduktion der Gebirgsausnutzung soll ein Vergleich der Gebirgsfläche dienen, die sich oberhalb der Ortsbrust im Zustand der MC-Bruchbedingung befindet. Der Flächenvergleich der plastischen Zone wird hierbei als Maß verwendet, weil andere Methoden wie z.B. eine φ -c-Reduktion für das vorhandene Problem nicht ohne weiteres zielführend erscheinen (die Abschlagslaibung ist durch linear elastische Elemente gestützt - ein Verbruch in den Tunnel wird dadurch im Modell verunmöglicht. Es könnten höchstens indirekte Kriterien wie eine Biegemomentenzunahme im Schirm zur Quantifizierung der Sicherheit verwendet werden).

Beispielhaft wird die Größe der vollkommen plastifizierten Zone oberhalb des späteren Ausbruchs („Schlotbereich“) für die Berechnungen 100 bis 106 (BVG 3, QS2, $h_u = 23$ m) im dritten Aushubschritt LF18 verglichen. Bei den Berechnungen wird der Durchmesser der Rohre variiert.

Die Schlotfläche der Berechnung ohne Schirm (Ber. Nr. 100) wird zu „1“ gesetzt. Als Maß für die relative Ausnutzung des Gebirges im Schlotbereich $\lambda(A_{\text{Schlot}})$ soll das Verhältnis der Schlotfläche $A_{\text{Schlot}(i)}$ der betrachteten Berechnung (i) zur Vergleichsrechnung ohne Schirm (Ber. Nr. 100) definiert werden.

$$\lambda(A_{\text{Schlot}}) = A_{\text{Schlot}(i)} / A_{\text{Schlot}(\text{Ber. Nr. 100})} \quad (\text{Gl. 4-1})$$

Als Schlotfläche zählen hierbei die Bereiche des Gebirges oberhalb des (zukünftigen) Tunnelausbruchs, bei denen die Plastifizierungsbedingung nach Mohr-Coulomb erreicht ist.

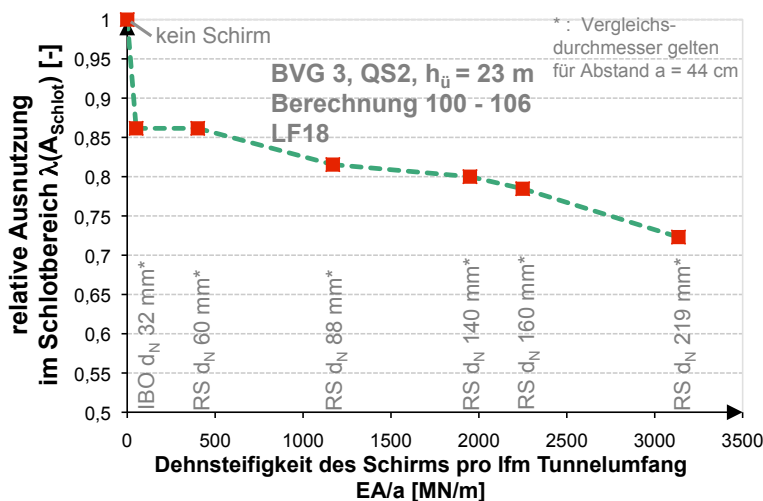


Abbildung 4.35: Ausnutzung im Schlotbereich LF18, Ber. Nr. 100 - 106, BVG 3, QS 2, $h_{ij} = 23$ m;

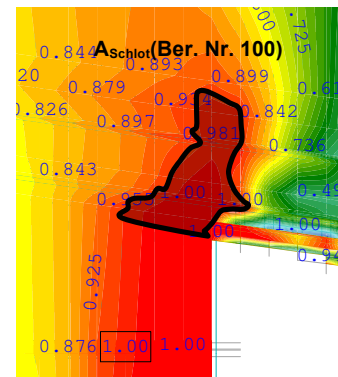


Abbildung 4.36: Definition Schlotfläche Ber. Nr. 100

Im Diagramm wird das Verhältnis der Schlotflächen über der bezogenen Dehnsteifigkeit des Schirms abgetragen. Deutlich zu sehen ist die Abnahme der relativen Ausnutzung respektive die Reduktion der Schlotfläche, die bereits durch den Einbau von Rohren oder IBO's mit geringer Steifigkeit entsteht: die relative Ausnutzung sinkt um etwa 15 %. Mit zunehmender Steifigkeit nimmt die relative Ausnutzung stetig weiter ab - bis auf etwa 72 % bei den exemplarisch betrachteten Berechnungen. Vom IBO-Schirm zum maximal steifen Rohrschirm sinkt die relative Ausnutzung des Schlotbereichs um etwa 13 %. Die eingebrachte Stahlfläche wurde dabei um ca. das 62-fache gesteigert.

4.7 Mögliche Versagensformen für stabförmige Schirmgewölbe

Die durchgeführten Berechnungen zeigen, dass es sich bei dem entstehenden Gesamttragwerk Gebirge – Schirm – Spritzbetonausbau um ein System mit ausgeprägt duktilen Eigenschaften handelt. Deutlich wird dies in der Abhängigkeit der Rohr / IBO-Schnittgrößen von der Eigensteifigkeit der gewählten Rohre: Steigt die Verformungsfähigkeit des Bauteils, so sinken dessen Schnittgrößen zu Ungunsten der Gebirgsspannungen. Diese Aussage hat Gültigkeit, sofern die eingangs getroffenen Einschränkungen hinsichtlich einer ausreichend vorhandenen Stützung

- von der Ortsbrust gegen Horizontalverformung und den
- Füßen der Kalottenschale gegen Setzung vorhanden ist.

Außerdem muss die Abschlagslänge auf ein für schwierige Gebirgsklassen sinnvolles Maß ($\leq 1,0$ m) begrenzt sein.

Die angesprochene Duktilität des Gesamtsystems zeigt sich bei zusätzlichen Vergleichsrechnungen, bei denen entweder die Ortsbruststützung oder die setzungsreduzierende Kalottensohle entfernt wird: Solange Gleichgewicht möglich und bruchartige Verformungen des Gebirges vermieden werden, steigen die Schnittgrößen nur in moderatem Maß (vgl. Kapitel 4.2.3).

Ein Versagen der Ausbausicherung ist trotz Rohr- oder IBO-Schirm möglich. Hierfür kommen neben konstruktiven Fehlern bei der Auslegung und Abstimmung der einzelnen Elemente des Tunnelausbaus (z.B. Fehlen einer Ortsbruststützung oder einer geeigneten Ausbildung der Kalottenfüße, Wahl einer zu großen Abschlagslänge) auch plötzlich wechselnde Gebirgsverhältnisse in Betracht: Durch die schlagartig verschlechterten Verhältnisse kommt es zu einem Versagen der für das Schirmgewölbe notwendigen steifen Auflagerung auf der Spritzbetonschale oder vor der Ortsbrust. Beides führt zu einer Überschreitung der plastischen Biegetragfähigkeit der Bauteile und damit zu einem Bruch des Schirms.

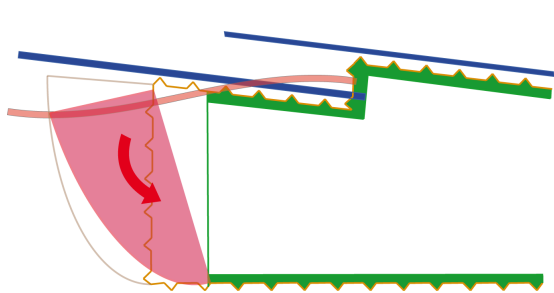


Abbildung 4.37: Verlust der Stützung durch Verbuch der Ortsbrust

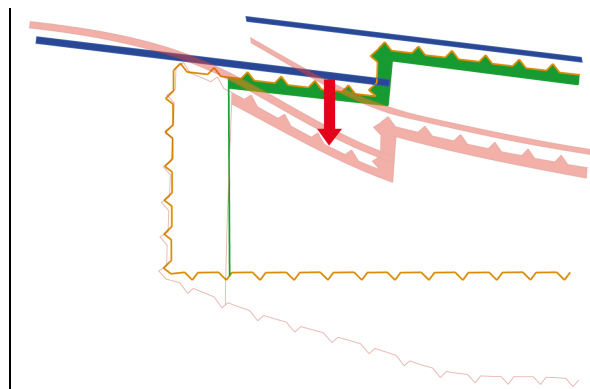


Abbildung 4.38: Verlust der Stützung durch Versagen des Tunnelausbaus (Grundbruch unter den Füßen / Bruch der Ausbauschale)

Die Stäbe des Schirms selbst können folgende, hinsichtlich eines Versagens kritische Schwachpunkte aufweisen:

- Stellen mit sprunghafter Reduktion der Tragfähigkeit (Stoßstellen), deren Nichtbeachtung zu einem Biegebruch führen kann;
- Zu geringe Querschnittssteifigkeit und daraus resultierende Knickanfälligkeit.

Für beide Bruchmechanismen gilt wiederum, dass eine plötzliche Verschlechterung der Gebirgsverhältnisse die Versagensgefahr erhöht.

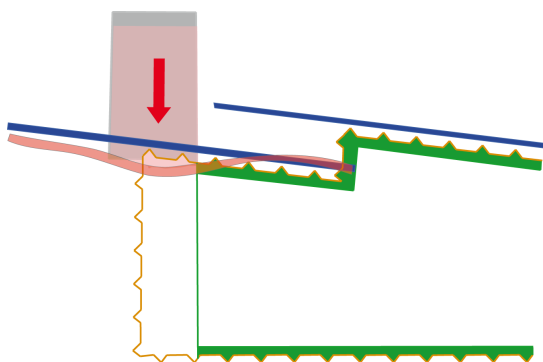


Abbildung 4.39: Biegebruch (an lokalen Schwachpunkte z.B. Stoßstellen)

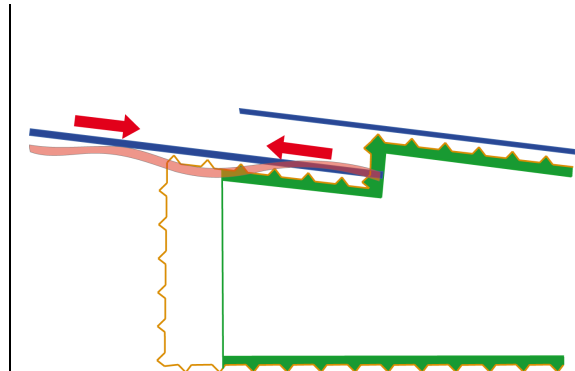


Abbildung 4.40: Knicken dünner Rohre oder IBO's (zu geringe Querschnittssteifigkeit)

Die Versuche von VOLKMANN & SCHUBERT (2008) zeigen, dass geschraubte Rohre im Bereich der Stöße bereits bei etwa dem halben Biegemoment versagen, welches von ungestoßene Stäben abgetragen werden kann (vgl. Kapitel 2). Bei einer Bemessung der Stäbe müssen solche lokalen Schwachstellen beachtet werden.

Wegen der entstehenden Drucknormalkräfte (die zum Ende der Abschlüge unter dem Schirm deutlich zunehmen), der Vorkrümmung der Stäbe durch den Radialdruck des Gebirges und der fehlenden Stützung senkrecht zur Stabachse im Bereich des Abschlags ist ein Ausknicken der Stäbe nicht ausgeschlossen. Dies gilt zumindest für Rohrquerschnitte mit Durchmessern kleiner gleich $d_N \leq 60$ mm bei nicht mitwirkendem Zementstein (vgl. Kapitel 6).

Fehler in der konstruktiven Durchbildung der eingesetzten Sicherungsmittel können zum Verbruch führen:

Die erforderliche Stützung der Ortsbrust muss im Querschnitt derartig flächig verteilt werden bzw. mit geeigneten Lastenleitkonstruktionen versehen werden, dass kein lokales Versagen einzelner Bereiche droht. Berechnungen mit SOFiSTiK 25 zeigen, dass andernfalls die Schnittgrößen in den Rohren bzw. IBO's zunehmen (vgl. Kapitel 3.7.4). Die Versagensform wird in Abbildung 4.42 symbolisch dargestellt.

Beim Unterschreiten der erforderlichen Verankerungslänge kann es einerseits zum Verlust einer ausreichenden Bettung der Stäbe vor der Ortsbrust kommen. Andererseits reduziert sich die stützende Wirkung des Schirms als „Bewehrung“ des Gebirges (vgl. Kapitel 4.6). Oberhalb der Abschlagslaibung steigt die Größe der plastischen Zone an. Werden dabei die Lastumlagerungsmöglichkeiten des Gebirges überbeansprucht, kann eine schlotartige Zone entstehen, deren Festigkeit überschritten ist und die deshalb auf den darunterliegenden Schirm ablastet, was zusammen mit der reduzierten Bettung vor der Ortsbrust zum Biegebruch des Schirms führen kann (s. Abbildung 4.41).

In Kapitel 5.8 wird ein mögliches Nachweisverfahren zur Dimensionierung der erforderlichen Verankerungslänge vorgestellt. Es basiert auf dem Nachweis der äußeren Tragfähigkeit von Kleinbohrpfählen gemäß DIN 1054 bzw. der EA-PFÄHLE (2007). Nachzuweisen ist die Verankerung der maximalen Stabnormalkraft im Gebirge vor der Ortsbrust. Die Wirkung des Schirms als „Bewehrung“ des Gebirges und indirekt die Auflagerung für Vertikallast wird damit sichergestellt. Konstruktive Überlegungen wie ein möglicher Mehrausbruch bzw. eine Auflockerung des Gebirges sollten bei der Wahl der Einbindungslänge berücksichtigt werden.

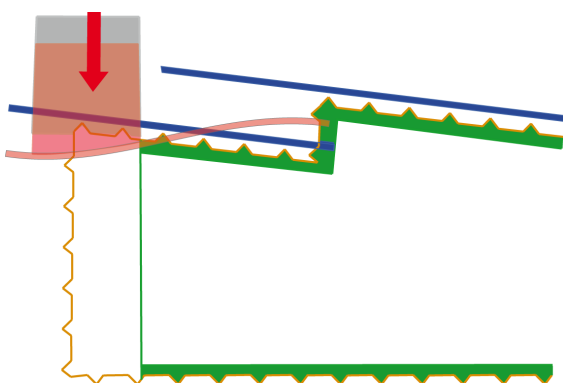


Abbildung 4.41: Biegebruch durch Steigerung der Lastglocke bei gleichzeitiger Reduktion der möglichen Auflagerreaktion (Mindestverankerungslänge unterschritten)

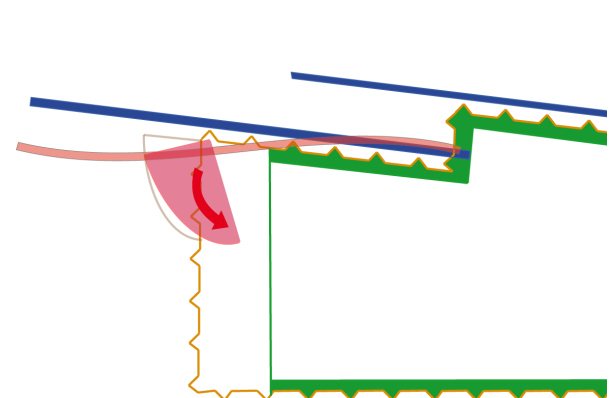
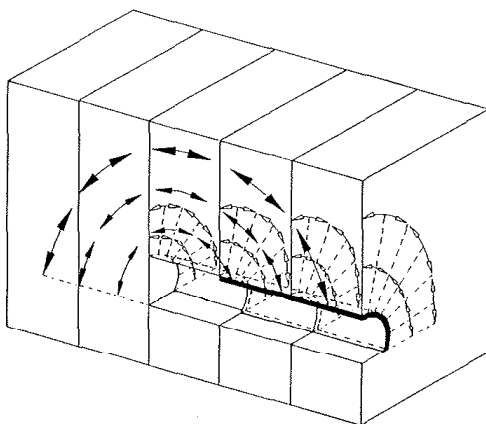


Abbildung 4.42: Zunahme der Schirmschnittgrößen durch lokale Ortsbrustverbüchse (mangelhaft verteilte Ortsbrustsicherung oder fehlende Lastenleitkonstruktion)

4.8 Berücksichtigung von Rohrschirmen bei 2D FE-Berechnungen und bei der Dimensionierung der Ausbausohle

Bei zweidimensionalen FE-Berechnungen muss die dreidimensionale Tragwirkung an der Ortsbrust des Tunnels mit Hilfsmitteln im Modell berücksichtigt werden (vgl. z.B. SCHIKORA (1982)).



1 Räumlicher Spannungszustand über der Ortsbrust
3-dimensional state of stress of the face

Abbildung 4.43: Räumlicher Spannungszustand an Ortsbrust und Abschlag
(s. SCHIKORA (1982), Bild 1, S. 153)

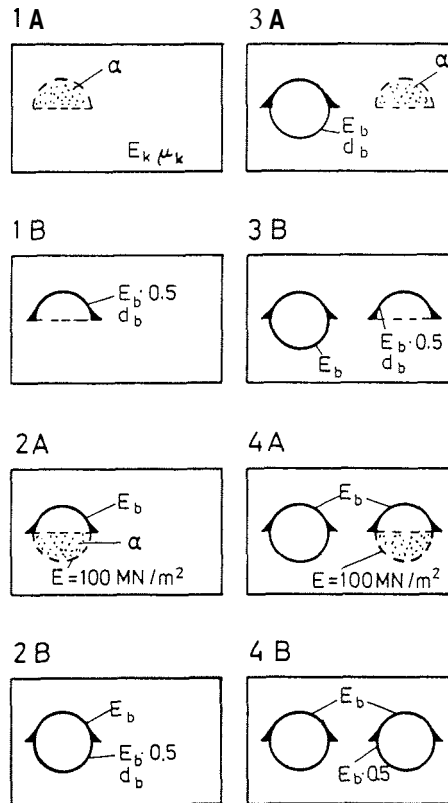


Abbildung 4.44: Stützkern oder α -Faktor
Verfahren zur Reduktion auf ein Scheibenmodell (s. SCHIKORA (1982), Bild 4, S. 155)

Verwendung hierbei finden mehrere Verfahren, die jeweils die Ausbruchslaibung künstlich stützen, sobald das Gebirge des Abschlags ausgebaut wird. Weit verbreitet ist hierbei das Stützkernverfahren, bei dem die Elemente der Ortsbrust mit einem Teil ihrer Steifigkeit im zweidimensionalen Modell verbleiben.

Die zweidimensionalen Modelle dienen zur Berechnung der Schnittgrößen der Spritzbeton-schale, sowie zur Abschätzung der Tunnelkonvergenzen und Oberflächenverformungen (sofern hierfür keine empirischen Verfahren benutzt werden (z.B. FILLIBECK & VOGT (2010))). Der entsprechende Reststeifigkeitsfaktor der Ortsbrust bzw. die zugehörige Stützlaster der Laibung wird dementsprechend so gewählt, dass **Verformungen** und **Schalenschnittgrößen** möglichst zutreffend ermittelt werden können.

Nachfolgend werden die bis dato gewonnenen Erkenntnisse bezüglich dieser beiden Punkte (Verformungen & Schalenschnittgrößen) zusammengefasst:

In Kapitel 4.5 wurde ausgeführt, dass die setzungsreduzierenden Einflüsse der Rohrschirme in den betrachteten Böden gering bzw. vernachlässigbar sind.

Die vertikalen Spannungen der Gebirgselemente oberhalb der Spritzbetonschale (d.h. die vertikale Belastung der Spritzbetonschale) für die Berechnungen 101 bis 106 werden nachfolgend ermittelt.

Bei diesen Rechenläufen wurde die Steifigkeit der Rohrschirme variiert. Die gemittelten Spannungen über der Spritzbetonschale, ab etwa 2 m hinter dem Abschlag, sind in nachfolgender Tabelle dargestellt.

Tabelle 4.2: Spannung der Gebirgselemente oberhalb der SPB-Schale, gemittelt

Berechnung	Auflast auf die Spritzbetonschalensfirste (gemittelte Vertikalspannung der darüberliegenden Bodenelemente)
Berechnung 101 - 103 (d_N 32 mm bis d_N 88 mm)	$\sigma_{zz} = 130 \text{ kN/m}^2$
Berechnung 104 - 106 (d_N 140 mm bis d_N 219 mm)	$\sigma_{zz} = 140 \text{ kN/m}^2$

Die Zunahme der Auflast auf die Spritzbetonschale bei den größeren Rohrschirmquerschnitten ist mit 7 % gering und liegt nahe bei der Auslesegenauigkeit der Gebirgsspannung, die 10 kN/m^2 beträgt.

Eine Betrachtung einzelner Bodenelemente zwischen Rohr und Spritzbetonschale zeigt, dass abweichend von der gemittelten Spannung und abhängig von der Steifigkeit der Rohre Zonen mit höherer Spannung und geringerer Spannung entstehen (vgl. Abbildungen 3 und 5 Anlage 10). Diese ungleiche Verteilung der Stützdrücke der Rohre kann als Teileinspannung interpretiert werden. Hierbei handelt es sich um lokale Effekte, die eine Dimensionierung der Spritzbetonschale nicht beeinflussen, sofern eine entsprechende Lastausbreitung im Sinne des Schalentragverhaltens möglich ist.

Fazit

Nachdem weder die Verformungen eine signifikante Verringerung erfahren, noch die Belastung der Spritzbetonschale merklich zunimmt, wenn der Rohrschirmdurchmesser steigt, ergibt sich für die betrachteten Böden und Rohrquerschnitte keine Veränderung des Reststeifigkeitsfaktors, respektive von „volume loss“ oder „Stützlast“ im Vergleich zur zweidimensionalen Berechnung eines Tunnels ohne Rohrschirm.

Die Aussagen von STIEBER (2001) (vgl. Kapitel 2) bezüglich einer möglichen Erhöhung des α -Faktors können damit für die betrachteten Lockergesteinsböden nicht bestätigt werden.

Bei der Dimensionierung der Ausbauschale unter Rohr- und IBO-Schirmen des betrachteten Steifigkeitsbereiches müssen keine zusätzlichen Auflasterhöhungen aufgrund der Schirme berücksichtigt werden.

4.9 Auswirkung auf die erforderliche Stützkraft der Ortsbrust

Wie bereits in Kapitel 3 beschrieben, muss die Ortsbrust des FE-Modells gegen Versagen gestützt werden. Als „Nebenprodukt“ der FE-Berechnungen konnte deshalb die Summe der auftretenden Ankerkräfte (= max. Normalkräfte der in die Ortsbrust eingebauten Stabelemente) ermittelt werden.

Nachfolgend werden das Vorgehen bei der FE-Modellierung näher betrachtet und die qualitativen Auswirkungen der Anker auf die Berechnungsergebnisse vorgestellt.

Als Ortsbrustanker werden im modellierten halben Tunnelquerschnitt 8 Anker verwendet. Weil die Ankerkraft des FE-Modells von der Steifigkeit der eingebrachten Anker, d.h. der hierfür verwend-

ten Stabelemente abhängig ist, mussten diese möglichst realistisch abgeschätzt werden. Es wurde angenommen, dass die Ankerung der Ortsbrust mit Rohren aus Baustahl erfolgt. Aus mehreren Vorberechnungen war die Größenordnung der gesamt aufzunehmenden Ortsbruststützkraft bekannt. Entsprechend der erforderlichen Tragfähigkeit wurden deswegen für die unterschiedlichen Querschnitte unterschiedliche Rohrdurchmesser als Anker vorgesehen:

- QS1: 8 Anker aus Rohren d_N 60 mm;
- QS2: 8 Anker aus Rohren d_N 88 mm;
- QS3: 8 Anker aus Rohren d_N 140 mm;

Bei allen durchgeführten Berechnungen liegen die Ortsbruststützkkräfte im Rahmen der aufnehmbaren Ankerkräfte. Die Auslastung der gewählten Anker liegt für die kleinste Überdeckung zwischen 50 % und 75 % bei Verwendung von Stahl S235. Für die jeweils größte Überdeckung müsste bei allen Rechenquerschnitten Anker aus Stahl S355 gewählt werden.

Als Ergebnis der Berechnungsreihen kann festgestellt werden, dass die sich einstellende Ankerkraft nicht von der Steifigkeit des Rohrschirms abhängt:

Abbildung 4.45 zeigt, dass die pro Berechnungslauf ermittelte maximale Summe der Ankerkräfte unabhängig von der Dehnsteifigkeit des darüber liegenden Rohr- bzw. IBO-Schirms ist.

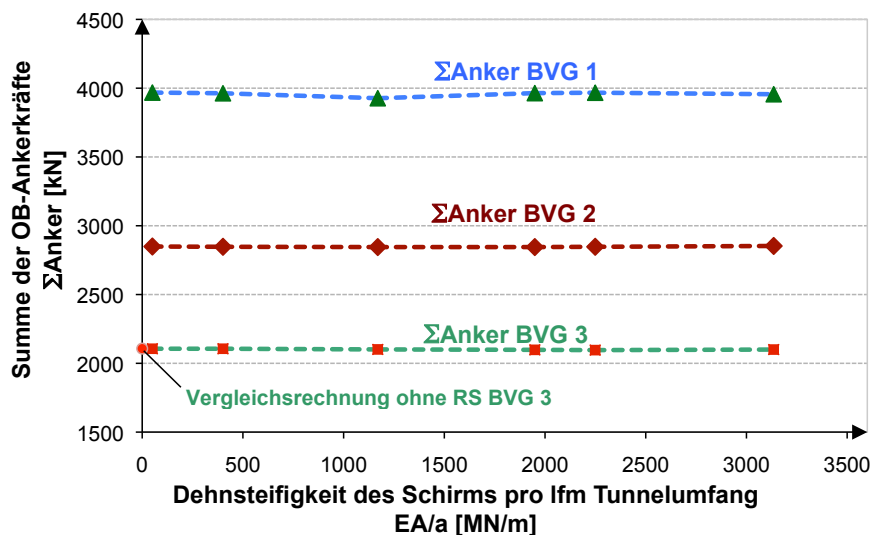


Abbildung 4.45: Ankerkräfte in Abhängigkeit der Rohrschirmsteifigkeit, für den Rechenquerschnitt (halber Tunnel), Ber. Nr. 100 - 118, $h_{\bar{u}} = 23$ m, QS2

Anker aus höherfestem Material wie z.B. aus BSt 500-S würden etwas geringere Zugkräfte erleiden als in obigem Diagramm angegeben, weil weniger Querschnittsfläche erforderlich ist und deswegen die Dehnsteifigkeit sinkt.

Die Unabhängigkeit der Ankerkraft vom Vorhandensein einer Rohrschirmdecke kann bruchmechanisch erläutert werden:

Stellt man sich das (eigentlich räumliche) Versagen der Ortsbrust vereinfacht im Tunnel-längsschnitt als einen Gleitkreis vor, dessen Mittelpunkt auf oder nahe der Rohrachse liegt, so hat die Normalkraft der Rohre keinen / kaum Einfluss auf die Sicherheit gegen Abgleiten des Bruchkörpers. Gleichzeitig ist die Steifigkeit der betrachteten Schirme zu gering, um die Vertikallasten über den Gleitkeil hinweg transportieren zu können.

Die unterhalb des Gleitkreismittelpunkts liegenden Anker tragen (wesentlich) zur Stützung des Bruchkörpers bei, weil ein entsprechender Hebelarm zum Gleitkreismittelpunkt vorhanden ist (s. Abbildung 4.46).

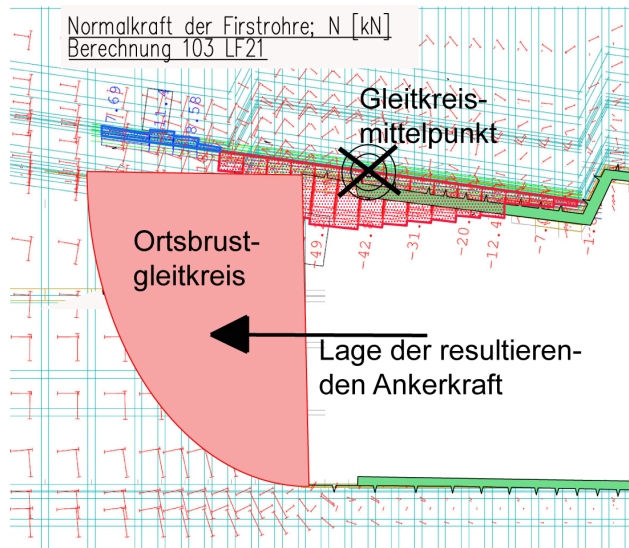


Abbildung 4.46: Bruchmechanische Interpretation zum Versagen der Ortsbrust

VOLKMANN & SCHUBERT (2006) gelangen bezüglich der Auswirkungen der Rohrschirmdecken auf die Stabilität der Ortsbrust zum gleichen (oben beschriebenen) Ergebnis (vgl. Kapitel 2). Hingegen können die obiger These widersprechenden Aussagen von SCHMIDT (2007) und MÄMPEL & FABER (2005) nicht bestätigt werden.

Über die Ausbruchsreihenfolge bleibt die Summe der Ortsbrustankerkräfte beinahe konstant. Die maximale Schwankung beträgt etwa 5 %. Ein schwaches Maximum wird zumeist gegen Ende der Abschlüsse erreicht, was durch die Zunahme des Ausbruchquerschnitts (Sägezahn bedingt durch Rohrschirmneigung) erklärt werden kann. Nachfolgendes Diagramm zeigt den typischen Verlauf für die drei untersuchten Bodenvergleichsgruppen. Die zugehörigen Berechnungen (103, 108, 114) wurden am Querschnitt 2 bei Überlagerung von 23 m mit Rohrschirmrohren d_N 88 mm durchgeführt.

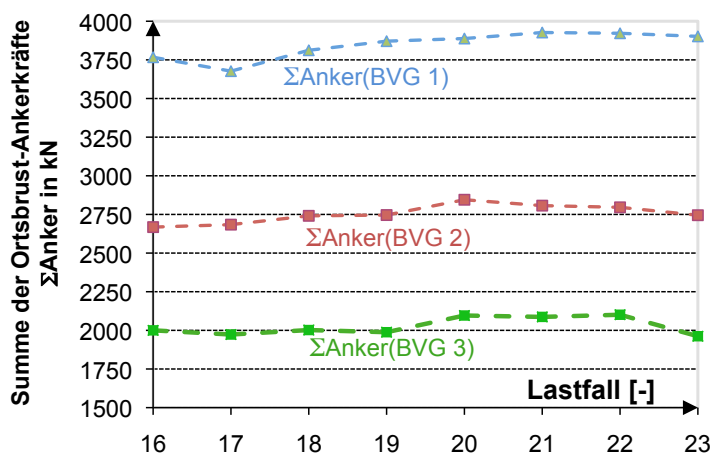


Abbildung 4.47: Typischer Verlauf der Ankerkräfte über die Abschlagsreihenfolge, Ber. Nr. 103 (BVG 3), 108 (BVG 2), 114 (BVG 1)

Fazit

Das Vorhandensein einer Schirmsicherung bringt keine Vorteile bei der Auslegung der Ortsbruststützung. Beim Sägezahnvortrieb sind wegen der zunehmenden Ausbruchfläche die letzten Abschlüsse des Schirms maßgeblich für deren Ermittlung.

4.10 Vereinfachte Bemessungsmodelle

Es werden zwei Ersatzmodelle untersucht und bewertet, die dem Stand der Technik bei der Planung von Rohrschirmen entsprechen.

4.10.1 Ersatzmodell Einfeldträger

Weit verbreitet ist die Betrachtung von Rohrschirmen als Biegebalken. Zumeist wird auf den eingespannten oder gelenkig gelagerten Einfeldträger zurückgegriffen. So veröffentlichen WITTKÉ, PIERAU & ERICHSEN (2002) in ihrem Standardwerk zur „New Austrian Tunneling Method“ eine Rohrschirmbemessung, die auf dieser Betrachtungsweise basiert.

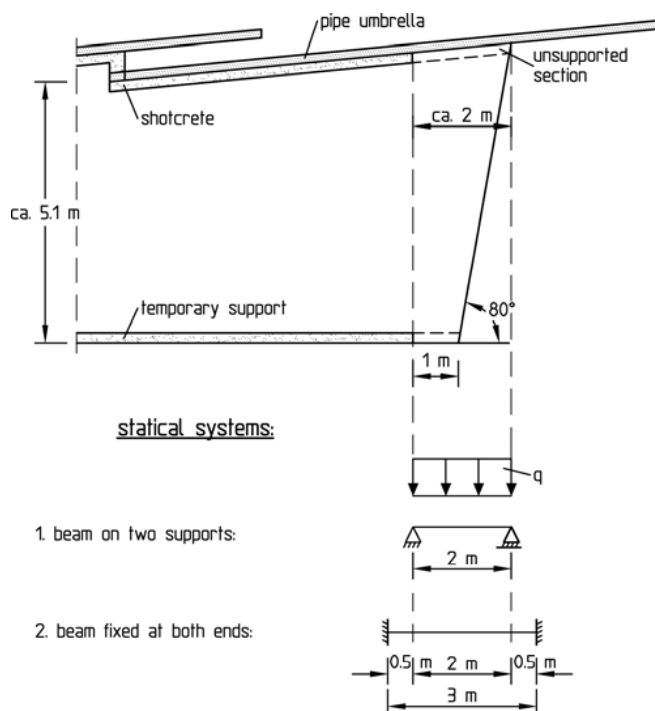


Abbildung 4.48: Bemessung eines Rohrschirms als Biegebalken

(s. WITTKÉ, PIERAU & ERICHSEN (2002), Fig. 4.38, S. 180)

Als verteilte Vertikallast wird im Falle geringer Überdeckung meist die volle Überlagerung angesetzt. Für größere Überlagerungshöhen kann die Auflast unter Berücksichtigung einer Abminderung ermittelt werden, die die mittragende Wirkung des Gebirges näherungsweise erfasst. Oft wird auf die Silotheorie nach Terzaghi oder deren Erweiterung nach Houska zurückgegriffen (vgl. z.B. SKRIPTUM TUNNELBAU (2008), S. 3.6 ff.).

Zunächst fällt auf, dass durch die alleinige Berücksichtigung von Vertikallast keine Normalkraft im Träger entstehen kann. Wie bereits beschrieben, ist vor allem für dünne Rohre oder IBO's ein Großteil der resultierenden Beanspruchungen auf die axiale Belastung zurückzuführen. Der Einfeldträger unter Vertikallast kann also die Tragwirkung der Rohrschirme nicht vollständig beschreiben.

Im nachfolgenden Diagramm (Abbildung 4.49) sind neben den Biegemomenten der FE-Berechnungen Nr. 1-5 zusätzlich die Ergebnisse für die Modelle

- gelenkig gelagerter Einfeldträger ($M_{\text{Feld}} = q \cdot l^2 / 8$) und
- eingespannter Einfeldträger ($M_{\text{Feld}} = q \cdot l^2 / 24$; $M_{\text{Stütz}} = -q \cdot l^2 / 12$)

abgetragen.

Die Stützweiten entsprechen den Empfehlungen nach WITTKÉ, PIERAU & ERICHSEN (2002) (mit $l = 2$ m für den gelenkigen Einfeldträger und $l = 3$ m für den eingespannten Träger). Die Lastlänge entspricht den Stützweiten. Um möglichst gute Ergebnisse zu erzielen, wurde die Auflast nicht über analytische Verfahren genähert, sondern als Spannung der finiten Elemente über der Spritzbetonschale ausgelesen - die Grenze des praktikablen Ersatzmodells wird dabei freilich verlassen.

Es zeigen sich jedoch zwei systemische Probleme der Einfeldträger-Ersatzmodelle:

- 1) Die Größe und Form des Biegemomentenverlaufs ist nicht abhängig von der Steifigkeit des Trägers.
- 2) Über seine Spannweite können nur Vermutungen angestellt werden; sie ist nicht abhängig von der Größe der Auflast oder der Steifigkeit der Lagerung.

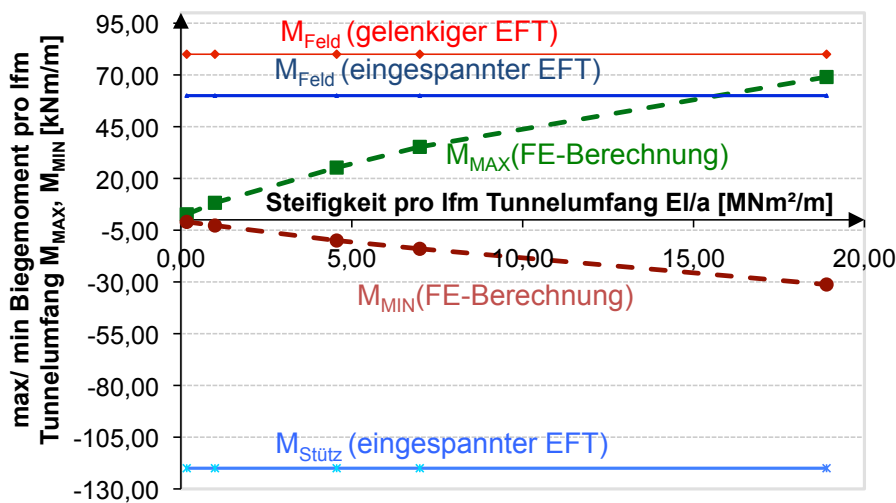


Abbildung 4.49: Ergebnisvergleich der FE-Berechnung 1 - 5 mit Ersatzmodell Einfeldträger

Aus Abbildung 4.49 ist ersichtlich, dass besonders für biegeeweiche Schirme ein großer relativer Fehler entsteht. Wegen der direkt aus dem FE-Modell abgeleiteten Auflast (und korrekt veranschlagter Spannweite) kann das Feldmoment des Rohres bei steifen Schirmen recht gut genähert werden. Zu beachten ist dabei, dass die Auflast aus den FE-Berechnungen abgeleitet wurde. Das präsentierte Ersatzmodell ist damit nicht mehr unabhängig.

4.10.2 Ersatzmodell elastisch gebetteter Balken

Als nächst komplexeres Modell bietet sich der elastisch gebettete Balken an. Als zusätzliche Parameter müssen hier Betrag und Form der Bettung gewählt werden.

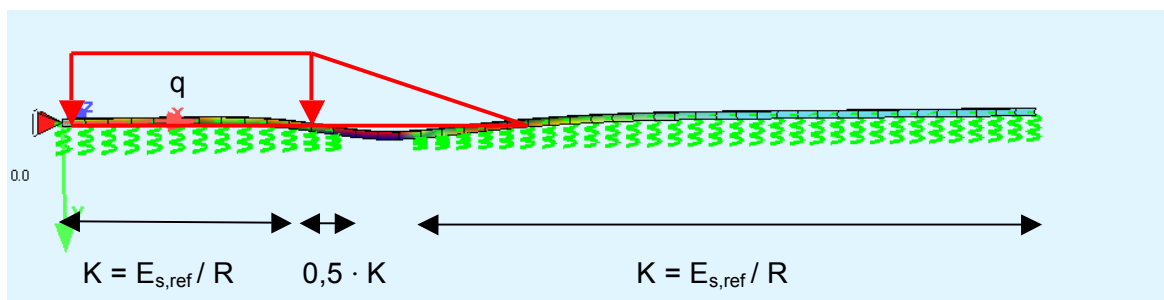


Abbildung 4.50: Erste Untersuchungen am elastisch gebetteten Balken

Im Zuge einer ersten Vergleichsrechnung wird das oben skizzierte Modell verwendet. Es wird mit den Stab- und Bettungselementen im Programmpaket SOFiSTiK erzeugt.

Die Bettung wird aus dem Steifemodul und dem Tunnelradius mit der im Tunnelbau hinlänglich bekannten Formel $K = E_{s,ref} / R$ abgeschätzt (zum Bettungsansatz erfolgen in Kapitel 6 noch genauere Untersuchungen). Im Bereich des Abschlags befindet sich keine Bettung. Auf dem ersten gesicherten Tunnelmeter wird die Bettung (wie im FE-Modell die Steifigkeit der SPB-Schale) auf die Hälfte reduziert.

Die maximale Lastordinate q wird als Spannung der Elemente über der Spritzbetonschale aus der FE-Berechnungen ausgelesen. Der Lastwert q gilt für alle untersuchten Rohrsteifigkeiten gleichermaßen. Der Verlauf der Last wird linear veränderlich gestaltet. Bei etwa 3,5 m vor der Ortsbrust nimmt die Streckenlast zu, bis an der Vorderkante der ausgehärteten Sicherung das Lastmaximum erreicht ist. Ab dort bleibt die Last über dem Spritzbeton konstant. Es werden alle Aushubsschritte untersucht, Last und Bettung wandern dabei am Träger entlang.

Die überhöht dargestellte Biegelinie in Abb. 4.51 zeigt Ähnlichkeit zu der aus der FE-Berechnung bekannten Rohrbiegung (vgl. Abb. 4.18).

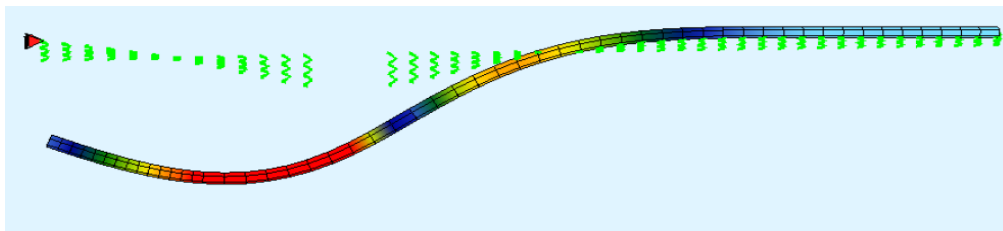


Abbildung 4.51: Überhöhte Biegelinie der ersten Vergleichsberechnungen mit elastisch gebettetem Träger

Wie bei den Betrachtungen zum Einfeldträger werden in Abbildung 4.52 die maximalen und minimalen errechneten Biegemomente des elastisch gebetteten Trägers über der Rohrsteifigkeit abgetragen. Gleichzeitig sind die entsprechenden Kurven der FE-Berechnungen 1 - 5 dargestellt.

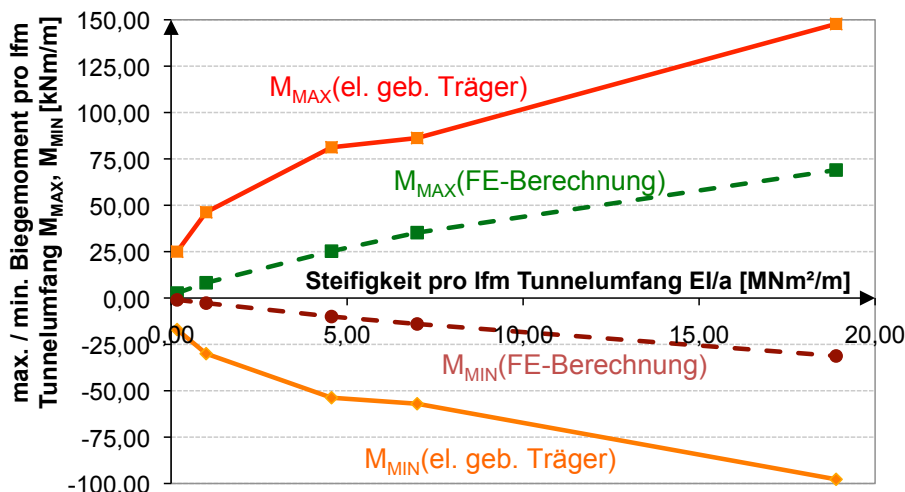


Abbildung 4.52: Ergebnisvergleich der FE-Berechnung 1 - 5 mit dem Ersatzmodell elastisch gebetteter Balken

Deutlich ist die Steifigkeitsabhängigkeit der Biegemomente des elastisch gebetteten Balkens ersichtlich. Für Rohre mit geringeren Steifigkeiten ergibt sich eine deutlich bessere Prognose als beim Einfeldträger.

Die Ergebnisse der FE-Berechnung sind jedoch für alle Rohrschirmsteifigkeiten geringer als beim untersuchten elastisch gebetteten Balken. Dieser systematische Fehler kann als Differenz in der Wahl der Belastung interpretiert werden.

Insgesamt erweist sich der elastisch gebettete Träger als wesentlich besser geeignet als der Einfeldträger, um die Biegebelastung der Rohre abzuschätzen. Offensichtlich besteht bei der Wahl der Belastungsform bzw. -größe noch die Möglichkeit, eine bessere Anpassung an die Ergebnisse der FE-Berechnung zu erreichen.

Die axiale Belastung des Schirmes kann mit diesem Modell genauso wenig wie mit dem Einfeldträger abgeschätzt werden. Sie sollte jedoch nicht vernachlässigt werden.

In Kapitel 6 wird der elastisch gebettete Träger genauer untersucht und die Auflast so gut als möglich an die Ergebnisse des FE-Modells angepasst. Die Anpassung erfolgt dabei durch Ableitung einer Lastfigur aus den Spannungen von denjenigen FE-Elementen, welche die Rohre umgeben.

Nachdem aber keines der beiden vorgestellten Modelle geeignet ist, um alle relevanten Schnittgrößen (N und M_y) der Schirmdecken abzuschätzen, wird zunächst in Kapitel 5 ein direkt aus dem FE-Modell abgeleitetes Prognosemodell vorgestellt.

4.11 Zusammenfassung wichtiger Ergebnisse

Die in IBO's und Rohren entstehenden Schnittgrößen werden aus dem Trajektorienverlauf des Gebirges und den Verformungen des Tunnelvortriebs erklärt (vgl. Kap. 4.1 und 4.2): Die Schirme liegen im Schnittbereich zweier Trajektoriengewölbe und dienen diesen als Horizontalaufleger. Es resultiert die Stabnormalkraft. In Abhängigkeit von der Eigensteifigkeit der Schirme lasten Bereiche des plastischen Schlots über der Ortsbrust auf den Rohren. Zusammen mit den Setzungen der Spritzbetonschale ergibt dies die Biegung im Schirm.

Die stützende Wirkung der Schirme auf das Gebirge wird analysiert: Durch Unterstützung der freien Abschlagslaibung einerseits und Reduktion der Horizontalspannungen im hoch belasteten Bereich oberhalb der Ortsbrust andererseits („Wirkung als Gebirgsbewehrung“) sinkt die Ausnutzung des Gebirges im Schlotbereich oberhalb der Abschlagslaibung. Der hieraus resultierende Gewinn an relativer Sicherheit wird an einem Beispiel quantifiziert, indem die Größe der plastischen Zone im Schlotbereich von unterschiedlichen Berechnungen verglichen wird. Es zeigt sich eine Zunahme der relativen Sicherheit in Abhängigkeit von der Steifigkeit des Schirms – allerdings wird dieser Gewinn an Sicherheit durch eine erhebliche Mehrmenge an Stahl erkauft (vgl. Kap. 4.6).

Unterschiedliche Versagensmechanismen für Rohr- und IBO-Schirmen werden identifiziert (s. Kap. 4.7).

Die Auswirkungen auf Setzungen und Verformungen werden untersucht. Es zeigt sich, dass keine relevante Verringerung von Setzungen der Oberfläche, Verformung der Ortsbrust und der Abschlagslaibung durch einen Rohr- oder IBO-Schirm bei Lockergesteinsvortrieben erzielt werden kann (vgl. Kap. 4.5).

Durch Betrachtung der zur Stützung der Ortsbrust erforderlichen Ankerkräfte bei Variationsrechnung mit unterschiedlich steifen Rohrschirmen (bzw. ohne Rohrschirm) kann gezeigt werden, dass IBO- und Rohrschirme (in den betrachteten Böden) keinen Einfluss auf die erforderliche Ortsbruststützkraft haben (s. Kap. 4.9).

Mit dem nachfolgenden Kapitel wird ein einfaches Prognosemodell zur Quantifizierung der Schirmschnittgrößen vorgestellt und ein Bemessungsverfahren auf Basis der EA-Pfähle erarbeitet.

Zunächst jedoch wird nochmals die in Kapitel 2 präsentierte Tabelle 2.5 aufgegriffen. Dem hierin präsentierten bisherigen Stand von Forschung und Technik werden die Erkenntnisse der vorliegenden Arbeit stichpunktartig gegenübergestellt.

Tabelle 4.3: Tragverhalten von Rohr- und IBO-Schirmen - Ergebnis der Literaturrecherche und Resultat der vorliegenden Arbeit in Stichworten

Fragestellung	Bisheriger Stand von Technik und Forschung	Autor (-en)	Resultat der vorliegenden Arbeit
Qualitative Beschreibung des Tragverhaltens	Lastabtragung als diskrete Stäbe – kein Schalentragverhalten; Widerlager der Stäbe sind Ortsbrust und Spritzbetonschale.	PÖTTLER, SPIEGEL, VOLKMANN & LEITNER; VOLKMANN & SCHUBERT; WITKE & WITKE-GATTERMANN; ACLAIRICY-CAUDRON, DIAS & KASTNER;	Entstehung der Rohrschnittgrößen aus Gebirgsspannungen infolge von Verformungen. Stützung des Gebirges durch Wirkung als Bewehrung und Unterstützung der Abschlagslaibung. Reduktion der plastischen Zone oberhalb der Abschlagslaibung.
Ortsbruststandsicherheit	Rohrschirm hat keinen Einfluss.	VOLKMANN & SCHUBERT	Ergebnis von VOLKMANN & SCHUBERT werden bestätigt: Rohrschirm hat keinen Einfluss.
	Rohrschirm hat stützenden Einfluss.	SCHMIDT	
Rohr- bzw. IBO-Schnittgrößen aus FE-Berechnungen	Normalkraft vorhanden, als Zug- und Druckkraft möglich.	BRANDL; WITKE & WITKE-GATTERMANN; ACLAIRICY-CAUDRON, DIAS & KASTNER	Erarbeitung eines einfachen Prognosemodells für Rohrschnittgrößen in Kap. 5. Erweiterung des Prognose-raums in Kap. 7. Bemessungsverfahren auf Basis EA-PFÄHLE in Kap. 5.
	Biegemoment vorhanden, Größe und Verlauf werden beschrieben.	WITKE & WITKE-GATTERMANN; ACLAIRICY-CAUDRON, DIAS & KASTNER;	
Rohr- bzw. IBO-Schnittgrößen aus Ersatzmodell	Rohrbiegung aus Ein-feldträgermodell; Unterschiedliche, nicht übereinstimmende Modelle für IBO-Anker.	WITKE, PIERAU & ERICHSEN; STIEBER; ISCHEBECK;	Test und Kalibrierung von unterschiedlichen Modellvarianten des elastisch gebetteten Trägers als Ersatzsystem in Kap. 6.
Einordnung in Vorschriftenlage	Kleinbohrpfahl nach EA-PFÄHLE.	SCHMIDT	Einordnung in EA-PFÄHLE wird Basis für Bemessungsverfahren in Kap. 5.
Auswirkung auf Setzungen / Firstverformungen	Keine / keine nennenswerten Auswirkungen.	ACLAIRICY-CAUDRON, DIAS & KASTNER;	Keine relevante Reduktion von Setzungen und Verformungen.
	Nicht klar bezifferbar.	VOLKMANN & SCHUBERT	
Berücksichtigung bei 2D FE-Berechnungen	Reduktion des α -Faktors	STIEBER	Keine Berücksichtigung in 2D FE-Modellen möglich.

5 Prognosemodell 1 zur Dimensionierung von Rohrschirmen

5.1 Quantitative Auswertung der Berechnungsergebnisse

Durch die systematische Variation jeweils weniger Parameter der FE-Berechnungen können aus den Berechnungsergebnissen Diagramme erstellt werden, bei denen jeweils nur wenige Einflussgrößen der Berechnung als variabel betrachtet werden, während alle restlichen Parameter auf einen als fix betrachteten Betrag skaliert sind. Die mit diesen Diagrammen gewonnenen Schnittgrößen (M_y , N) werden als „Rohwerte“ bezeichnet. Für die bis dato als unveränderlich betrachteten Einflussgrößen werden zusätzliche Diagramme erstellt, aus denen Faktoren für die Rohwerte der Schnittgrößen abgelesen werden können. Auch diese Diagramme entstammen Berechnungsreihen des FE-Modells, bei denen die gesuchten Einflussfaktoren gezielt variiert wurden.

Dabei sind bei den nachfolgend vorgestellten Diagrammen zu den bemessungsrelevanten Schnittgrößen des Rohr- oder IBO-Schirms (Biegemoment und Normalkraft) die Schnittgrößen auf den gesicherten Umfang der Ausbruchslaubung bezogen, d.h. die Schnittgröße wurde durch den Rohrschirmabstand (a) geteilt. Hierdurch können verschiedene Rohrabstände berücksichtigt werden.

Unterstellt wird dabei, dass die stabförmigen Sicherungsmittel hinreichend nahe beieinander liegen, so dass es für das Gebirgsverhalten unerheblich ist, ob etwas weniger steife oder mehr weiche Sicherungsmittel vorliegen. Die Stabeigensteifigkeiten (EI , EA) können dann als um den zu sichernden Umfang verteilte Größen (EI/a , EA/a) betrachtet werden. Lokale Effekte wie die Gewölbebildung zwischen zwei Stäben werden dabei vernachlässigt. Deren Beschreibung ist nicht Ziel dieser Arbeit.

Mit Hilfe einer statistischen Auswertung, der Kreuzvalidierung (Crossvalidation-Test), wird im Anschluss an die Präsentation der Diagramme ein Sicherheitsbeiwert für das entwickelte Prognosemodell ermittelt.

Durch Gegenüberstellung der Ergebnisse der Kreuzvalidierung mit den Berechnungsergebnissen des FE-Modells im Quantil-Quantil-Plot kann gezeigt werden, dass das erstellte Prognosemodell prinzipiell geeignet ist, um die Ergebnisse der FE-Berechnung wiederzugeben. Die für die Erstellung des Prognosemodells unterstellte Unabhängigkeit der Parameter wird dadurch indirekt bestätigt.

Vorgehen bei Anwendung von Prognosemodell 1

Bei Verwendung des nachfolgend präsentierten Modells muss zunächst ein „Rohwert“ der gesuchten Schnittgröße in Abhängigkeit von Querschnittsgröße, Überlagerungshöhe und Gebirgsart (d.h. Bodenvergleichsgruppe) abgelesen werden. Anschließend müssen Korrekturfaktoren für die Bodenparameter $E_{s,ref}$ und γ , sowie für die Steifigkeit des Rohrschirms (EI/a ; EA/a) abgelesen werden. Durch Multiplikation der ermittelten Faktoren mit dem Rohwert und dem Abstand der Rohre (zu Beginn der Schirmstrecke) ergibt sich das gesuchte Ergebnis.

Außerdem wird ein verfahrensbedingter Modellfaktor (γ_{Modell}) ermittelt. Es wird vorgeschlagen, diesen als Erhöhungsfaktor zur Ermittlung der Schnittgrößen zu berücksichtigen. Er berücksichtigt die Abweichung zwischen Prognosemodell und FE-Berechnung.

Weder im Modellsicherheitsbeiwert noch in den präsentierten Schnittgrößen werden die Auswirkungen erhöhter Setzungen unter Kalottenfüßen oder an der Ortsbrust berücksichtigt, die aufgrund falscher oder mangelhafter Sicherung entstehen. Sie führen zu einer Zunahme des Biegemoments um bis zu 20 % und einer Abnahme der Normalkraft um 30 %, solange (auf charakteristischem Berechnungsniveau) Gleichgewicht im modellierten Gebirge möglich ist (vgl. Kapitel 4.2.3).

Die Diagramme berücksichtigen die Rohrschnittgrößen an den Stellen der maximalen Vergleichsspannungen. Diese liegen für alle vorgestellten Untersuchungen nahe der Firste zwischen 12 und 15 Uhr. Mitunter können in Rohren unterhalb dieses Bereiches einzelne Schnittgrößen etwas größere Beträge erreichen. Nachdem für die Rohrschirmdimensionierung jedoch die Addition der Normalspannungsanteile aus Biegung und Längskraft zu berücksichtigen ist, sind diese Schnittgrößen nicht bemessungsrelevant.

5.2 Diagramme zur Prognose der Biegebelastung

Voraussetzung für die Anwendung nachfolgender Diagramme ist, dass Zwangsverformungen des Schirmes aufgrund von übermäßigen, bruchartigen Setzungen der Kalottenfüße durch eine temporäre Spritzbetonsohle oder ähnlich wirksame Maßnahmen (z.B. Verwendung von Spießpfählen / Kleinbohrpfählen als „Tiefgründung“) begrenzt werden.

Die Abschlagslänge beträgt 1 m oder liegt darunter.

Die Ortsbrust ist wirksam gestützt. Auf eine ausreichende Verteilung der Sicherungsmittel und die Dimensionierung von deren evtl. erforderlichen Lasteinleitkonstruktionen ist zu achten.

Durch Multiplikation des aus dem M-h_ü Diagramm gewonnenen Wertes M_{ROH} (s. Abbildungen 5.1 bis 5.3) für M_{MAX} bzw. M_{MIN} mit Korrekturfaktoren und dem Rohrabstand kann eine Abschätzung der zu erwartenden Rohrbelastung aus Biegung nach untenstehender Formel erfolgen. Außerdem sollte ein verfahrensbedingter Modellsicherheitsbeiwert berücksichtigt werden.

Die Abschätzung der zu erwartenden Rohrbelastung aus Biegung M_{RS,k} kann nach Gleichung 5-1 erfolgen:

$$M_{RS,k} = M_{ROH} \cdot a \cdot f_M(\gamma) \cdot f_M(E_s) \cdot f_M(EI) \cdot \gamma_{Modell,M} \quad [\text{kNm}] \quad (\text{Gl. 5-1})$$

Hierbei gehen als Multiplikatoren folgende Korrekturbeiwerte ein:

- Die Wichte des Gebirges $f_M(\gamma)$ - in guter Näherung durch den Term $f_M(\gamma) = \gamma / (19 \text{ kN/m}^3)$ ersetzbar (vgl. Abbildung 5.4);
- der Steifemodul des Gebirges $f_M(E_s)$ (vgl. Abbildung 5.5);
- die Steifigkeit des Rohrschirms $f_M(EI)$ (vgl. Abbildung 5.6);
- der Rohrabstand a [m] am Anfang des Rohrschirms;
- ein Modellsicherheitsbeiwert $\gamma_{Modell,M} = 1,4$ (vgl. Kapitel 5.4);

Der Rohrwert und die Korrekturfaktoren können den nachfolgenden Diagrammen entnommen werden.

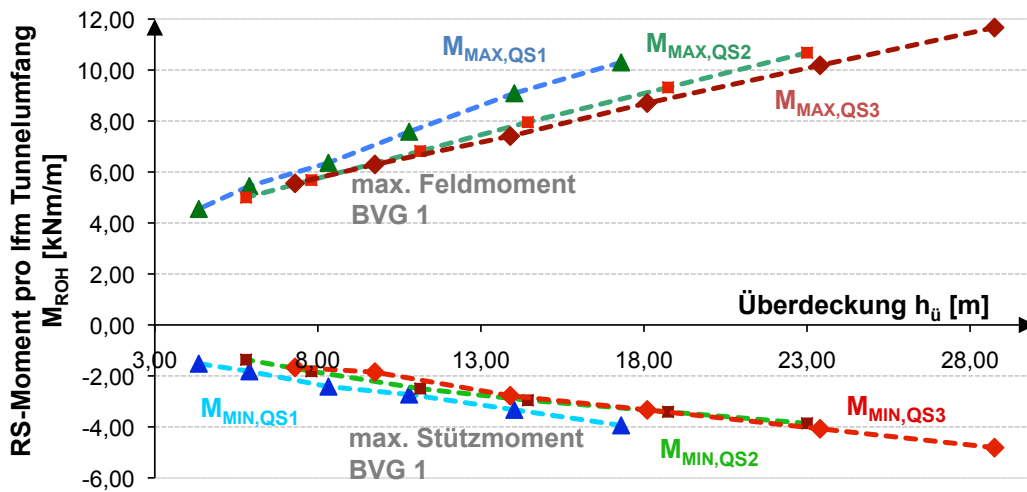


Abbildung 5.1: M_{ROH} für Bodenvergleichsgruppe 1

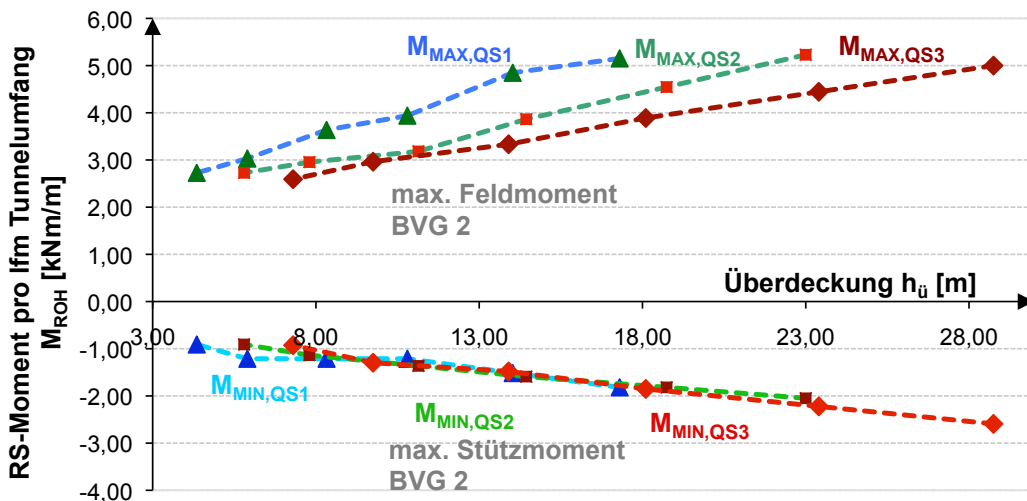


Abbildung 5.2: M_{ROH} für Bodenvergleichsgruppe 2

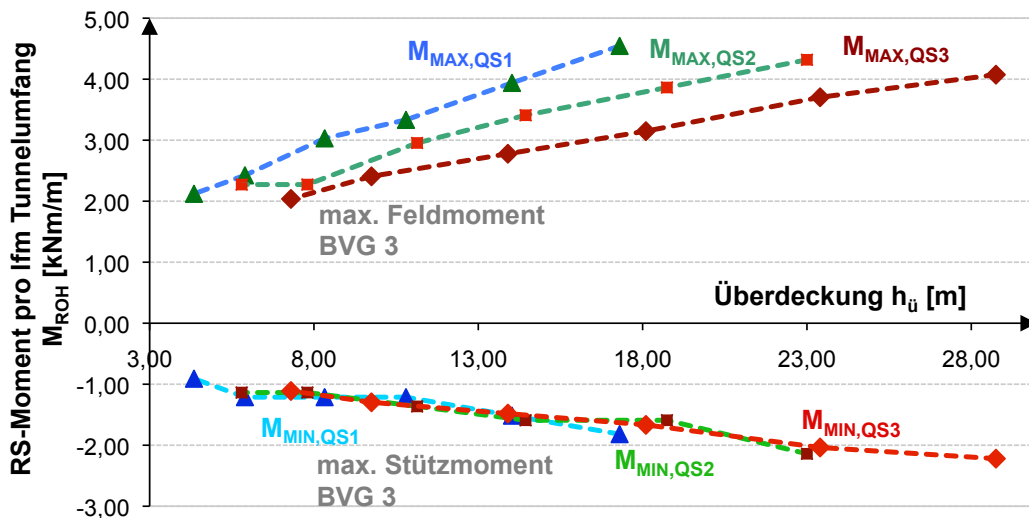


Abbildung 5.3: M_{ROH} für Bodenvergleichsgruppe 3

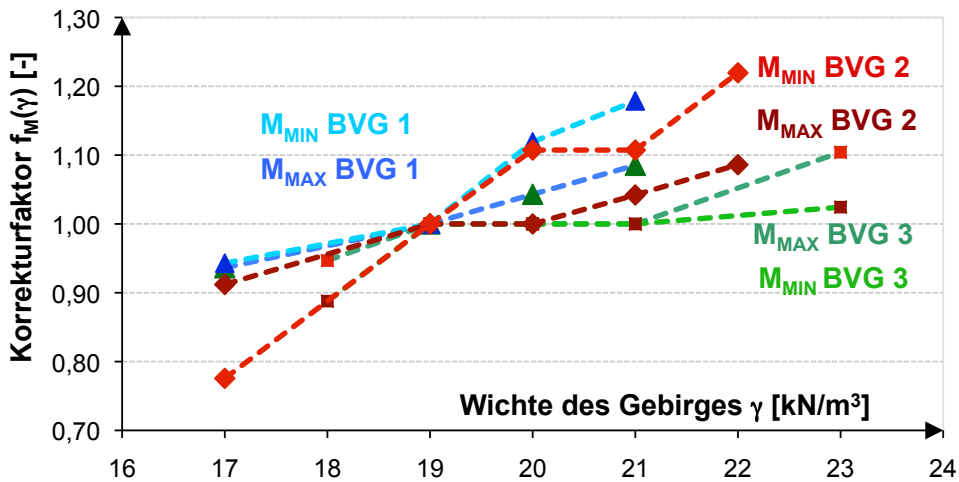


Abbildung 5.4: Diagramm zur Bestimmung von $f_M(\gamma)$

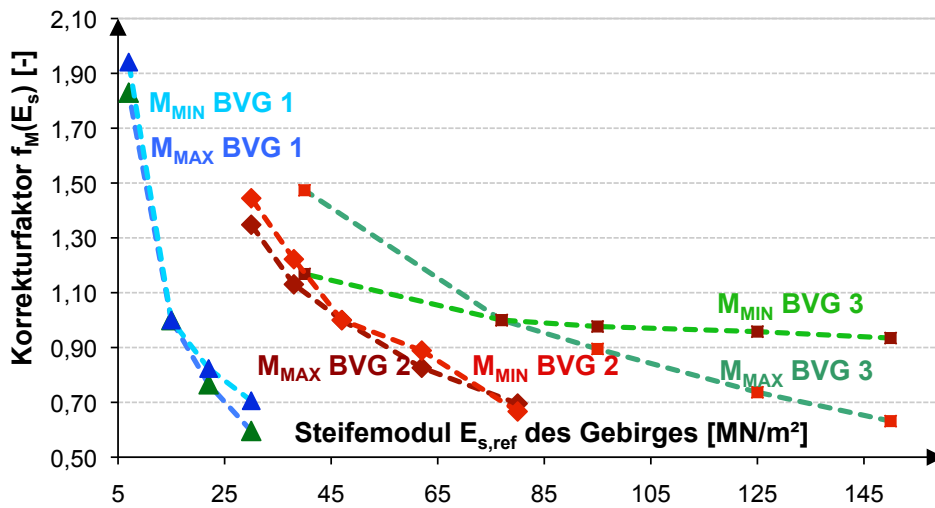


Abbildung 5.5: Diagramm zur Bestimmung von $f_M(E_s)$

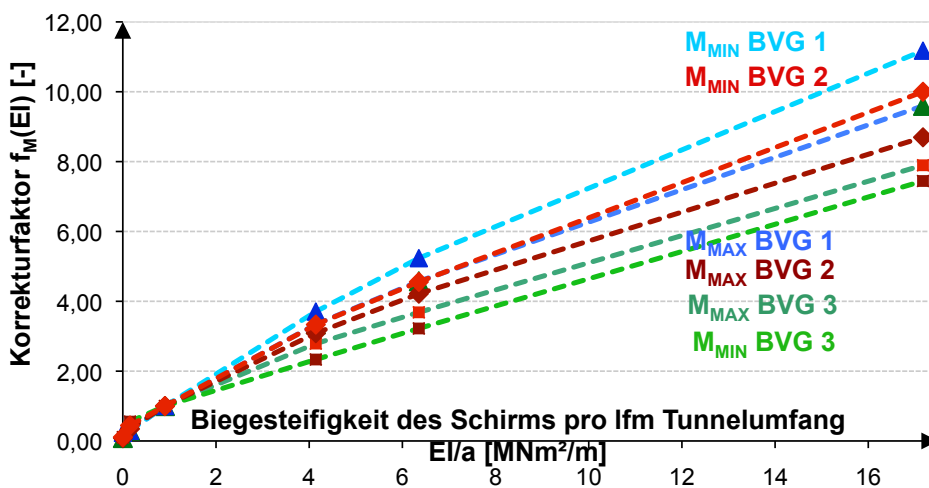


Abbildung 5.6: Diagramm zur Bestimmung von $f_M(EI)$

Abbildung 5.6 zeigt deutlich den großen Einfluss der Rohrschirmsteifigkeit auf die zu erwartende Biegebelastung des Schirms:

Die Korrekturfaktoren für die Einflüsse aus dem Gebirge $f_M(E_s)$ und $f_M(\gamma)$ bewegen sich zwischen 0,5 und 1,9 – der Korrekturfaktor $f_M(EI)$ zur Erfassung des Einflusses der Rohrschirmsteifigkeit hat hingegen eine Spannweite von 0,1 bis 12.

Eine Vergrößerung des Diagramms zum Korrekturfaktor für die Biegesteifigkeit des Schirms hebt die starke Abnahme der Biegemomentenbelastung beim Übergang vom Rohr- zum IBO-Schirm hervor (vgl. Abbildung 5.7). Bei den angesetzten Steifigkeiten von Rohren und IBO wird keine Versteifung aufgrund eines eventuell mittragenden Zementsteins angesetzt.

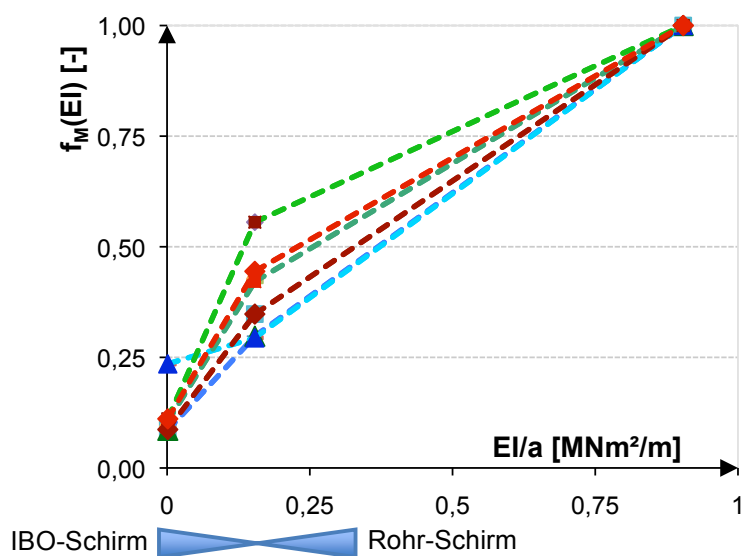


Abbildung 5.7: Ausschnitt aus Diagramm zur Bestimmung von $f_M(EI)$

5.3 Diagramme zur Prognose der Normalkraft

Wie beim Biegemoment werden die Berechnungsergebnisse in Diagramme umgesetzt. Ziel ist, eine Abschätzung der maximalen und minimalen Normalkraft zu ermöglichen. Die Voraussetzungen für die Verwendung der Diagramme wurden bereits beschrieben.

Durch Multiplikation des aus dem N - $h_{\bar{u}}$ Diagramm gewonnenen Wertes N_{ROH} (s. Abbildungen 5.8 bis 5.10) für N_{MAX} bzw. N_{MIN} mit Korrekturfaktoren für

- Die Wichte des Gebirges $f_N(\gamma)$ - in guter Näherung durch den Term $f_N(\gamma) = \gamma / (19 \text{ kN/m}^3)$ ersetzbar (vgl. Abbildung 5.11),
- den Steifemodul des Gebirges $f_N(E_s)$ (vgl. Abbildung 5.12),
- die Steifigkeit des Rohrschirms $f_N(EA)$ (vgl. Abbildung 5.13),
- der Rohrabstand a [m] am Anfang des Rohrschirmabschnitts und
- einem Modellsicherheitsbeiwert $\gamma_{Modell,N} = 1,1$ (vgl. Kapitel 5.4),

kann eine Abschätzung der zu erwartenden maximalen und minimalen axialen Rohrschirmkraft $N_{RS,K}$ nach nachstehender Formel erfolgen:

$$N_{RS,K} = N_{ROH} \cdot a \cdot f_N(\gamma) \cdot f_N(E_s) \cdot f_N(EA) \cdot \gamma_{Modell,N} \quad [\text{kN}] \quad (\text{Gl. 5-2})$$

Eine Analyse der Diagramme zeigt:

Alle Korrekturfaktoren sind betragsmäßig kleiner als beim Biegemoment. Die Normalkraft reagiert weniger sensibel auf eine Variation der Parameter.

Auffällig ist das starke Absinken des Korrekturbeiwertes für die Steifigkeit des Rohrschirms unterhalb einer Steifigkeit von etwa $EA/a = 1000 \text{ MN/m}$.

IBO-Schirme oder „dünne“ Rohrschirme erhalten also wesentlich geringere Normalkräfte als steife Schirme, sofern die Betonummantelung keinen Beitrag zur Dehnsteifigkeit bringt, also kein Tension-Stiffening berücksichtigt werden muss.

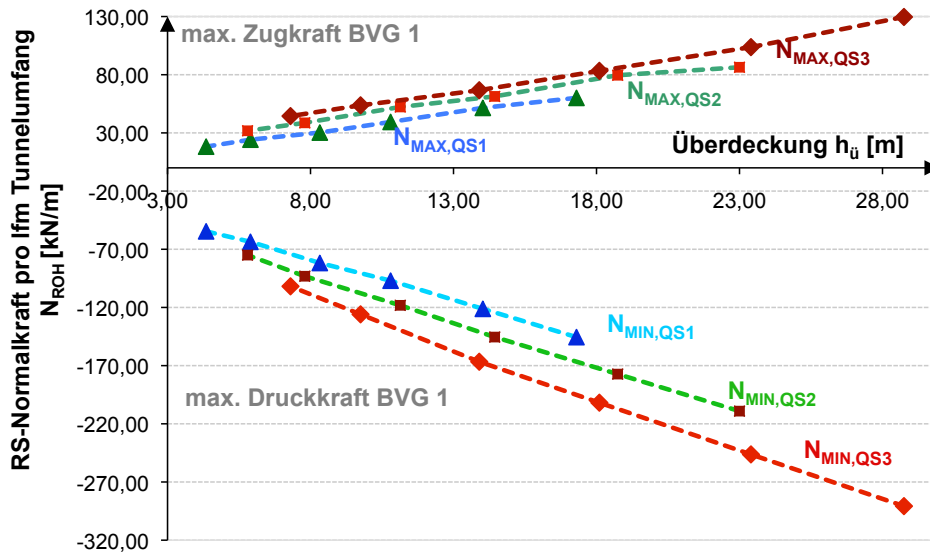


Abbildung 5.8: N_{ROH} für Bodenvergleichsgruppe 1

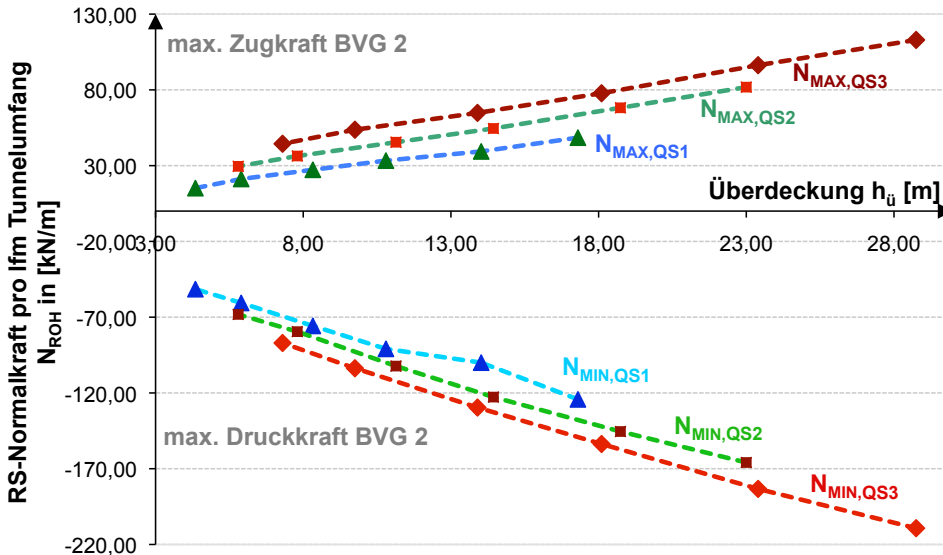


Abbildung 5.9: N_{ROH} für Bodenvergleichsgruppe 2

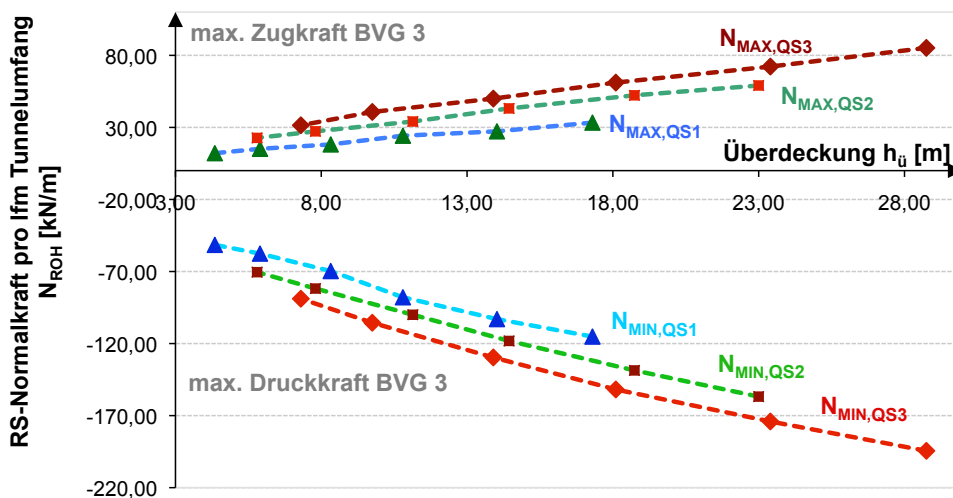


Abbildung 5.10: N_{ROH} für Bodenvergleichsgruppe 3

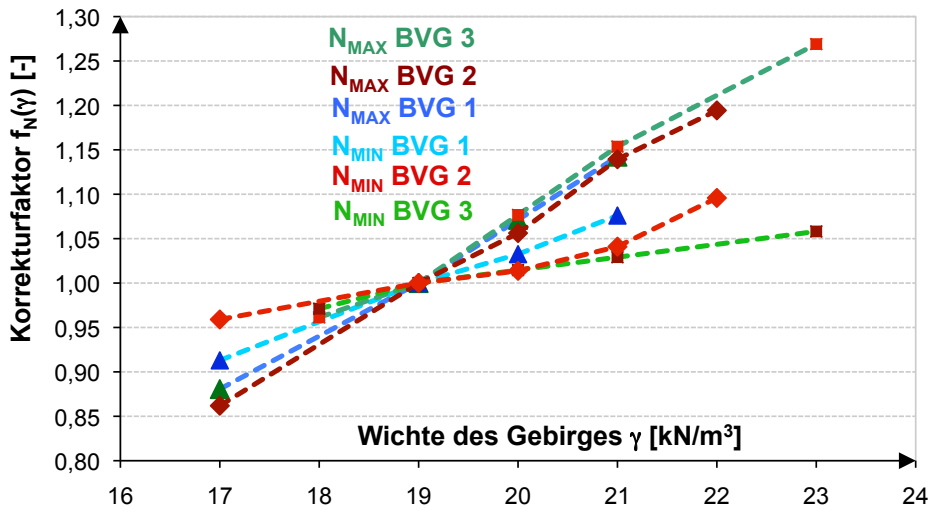


Abbildung 5.11: Diagramm zur Bestimmung von $f_N(\gamma)$

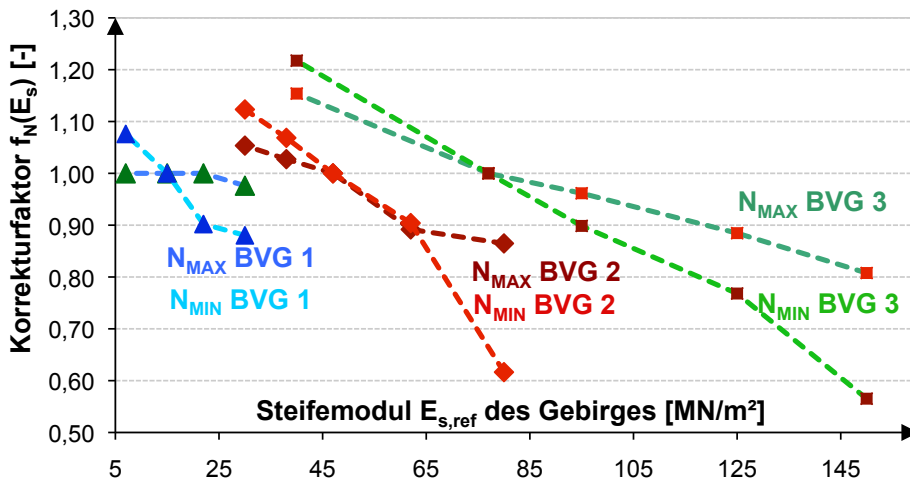


Abbildung 5.12: Diagramm zur Bestimmung von $f_N(E_s)$

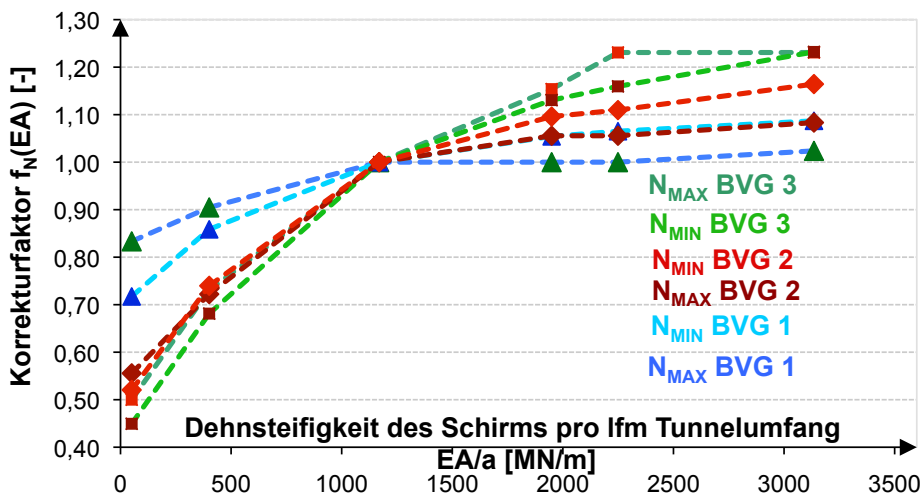


Abbildung 5.13: Diagramm zur Bestimmung von $f_N(EA)$

5.4 Ermittlung des Modellsicherheitsbeiwertes

Die Zuverlässigkeit der vorgestellten Methode wird mit dem aus der Statistik bekannten Verfahren der Kreuzvalidierung bzw. des Crossvalidation-Tests (vgl. DICK (2002), S. 101 ff.) untersucht. Das auf STONE (1974) zurückgehende Verfahren ist vergleichsweise einfach anwendbar und eignet sich zum Test der Zuverlässigkeit eines betrachteten Prognosemodells:

„Bei ... [der Kreuzvalidierung] ... erfolgt die Anpassung des Regressionsmodells an n Datensätze, die durch Elimination von jeweils einem der Elemente aus der ursprünglichen Stichprobe entstehen. Damit lassen sich n Regressionsmodelle erstellen und die ... Abweichung zwischen dem nicht zur Anpassung verwendeten Wert und dem durch das Modell prognostizierten Betrag errechnen“ (s. DICK (2002), S. 101).

Die Abweichung lässt sich mit dem mittleren quadratischen Fehler oder dem relativen Prognosefehler beziffern. Letzterer hat neben dem Vorteil der Anschaulichkeit noch den der Richtungstreue: Der relative Fehler zeigt durch das Vorzeichen an, ob eine Unterschreitung oder eine Überschreitung des prognostizierten Betrags vorliegt.

Wegen dieser Eigenschaft, die für eine Dimensionierung von Bauteilen erheblich ist, wird für die statischen Auswertung im Rahmen dieser Arbeit der relative Fehler verwendet.

DICK benutzt den Crossvalidation-Test, um den mittleren Prognosefehler eines Modelles zu ermitteln und anschließend mehrere Modelle damit zu vergleichen (vgl. DICK (2002) S. 103 f.).

Für die im Zuge dieser Arbeit erstellten Prognosemodelle soll jedoch ein Teilsicherheitsbeiwert ermittelt werden, mit dessen Hilfe die Wahrscheinlichkeit einer Unterschreitung des gesuchten Wertes auf unter 5 % verringert wird. Das Vorgehen zur Auswertung der Kreuzvalidierung muss deshalb angepasst werden:

Nach Ermittlung des relativen Fehlers aller betrachteten Stichproben werden die Fehler der Größe nach sortiert. Ihnen wird eine Unterschreitenswahrscheinlichkeit („Plottingposition“) zugewiesen. Durch Ablesen der Fehlergröße bei der geforderten Unterschreitenswahrscheinlichkeit kann schließlich der gesuchte Teilsicherheitsbeiwert ermittelt werden.

Bezogen auf das vorliegende Prognosemodell wird die Kreuzvalidierung in drei Schritten wie folgt durchgeführt:

1) Kreuzvalidierungstest zu allen vorhandenen Stichproben

Das zu erwartende Ergebnis (M_j , N_j) der betrachteten Berechnung j wird mit Hilfe der Diagramme in Kapitel 5.2, 5.3 und Anlage 8 abgeschätzt.

Dabei darf das Berechnungsergebnis der betrachteten Berechnung nicht in die für die Prognose erforderlichen Diagramme eingegangen sein. Falls doch, so müssen die entsprechenden Diagramme neu erstellt werden, ohne das Berechnungsergebnis des Rechenlaufs j zu verwenden oder aber in den entsprechenden Diagrammen wird am betrachteten Punkt zwischen den benachbarten Ergebnissen interpoliert oder aus den vorangegangenen Werten extrapoliert.

Die Extrapolation bzw. Interpolation zur Ermittlung des „leave out“ Wertes erfolgte dabei grafisch. Das Einzelergebnis des Kreuzvalidierungslaufes j wird als Testergebnis oder getrennt nach Schnittgrößen mit $M_{j,neu}$ oder $N_{j,neu}$ bezeichnet.

2) Ermittlung des jeweiligen relativen Fehlers

Anschließend wird der relative Fehler als Abweichung des Ergebnisses der FE-Berechnung zum Testergebnis errechnet. Bei der Ermittlung des relativen Fehlers dient das Testergebnis als Divisor. Für alle Berechnungen werden die Fehler (welche gerichtet vorliegen: Positive Werte bedeuten, dass das Ergebnis der FE-Berechnung größer ist als die Ergebnisse des betrachteten Modelles) der Größe nach sortiert und die zugehörige Unterschreitenswahrscheinlichkeit (Plottingposition nach Weibull) aus dem Rang des relativen Fehlers ermittelt.

Tabelle 5.1: Berechnungsparameter beim gewählten Ansatz der Kreuzvalidierung

Größe	Formelzeichen, Bestimmungsgleichung
Ergebnis der FE-Berechnung	M_j [kNm/m]; N_j [kN/m];
Testergebnis Kreuzvalidierung	$M_{j,neu}$ [kNm/m]; $N_{j,neu}$ [kN/m];
absoluter Fehler	$e_j = M_j - M_{j,neu}$ [kNm/m]; $e_j = N_j - N_{j,neu}$ [kN/m];
relativer Fehler	$r_j = e_j / M_{j,neu}$ [%]; $r_j = e_j / N_{j,neu}$ [%];
Rang des Fehlers	i_j [-]
Plotting Position nach Weibull	$P_j = i_j / (1+n)$ [-] für $n =$ Anzahl der gewerteten Versuche

3) Ermittlung des Modellsicherheitsbeiwertes

Ein Modellsicherheitsbeiwert kann wie folgt ermittelt werden. Hierzu wird gefordert, dass das Prognoseergebnis zu 95 % -iger Wahrscheinlichkeit über dem Ergebnis der FE-Berechnung liegt.

Aus der zugehörigen Plottingposition (0,95) kann der Rang des gesuchten relativen Fehlers $r(i_{95\%})$ berechnet werden. Der gesuchte relative Fehler $r(i_{95\%})$ kann aus einer erstellten Tabelle in Anlage 4 oder dem Diagramm in Abbildung 5.14 abgelesen werden. Der einzuhaltende Sicherheitsbeiwert ergibt sich dann wie folgt:

$$\gamma_{\text{Modell}} = 1 + r(i_{95\%}) \quad (\text{Gl. 5-3})$$

Für die beiden betrachteten Rohrschirmschnittgrößen M_{MAX} und N_{MIN} ergibt sich nach obigem Vorgehen folgender Modellsicherheitsbeiwert:

Tabelle 5.2: Ermittelte Modellsicherheitsbeiwerte für Prognosemodell 1

Schnittgröße RS	Modellsicherheitsbeiwert
M_y	$\gamma_{\text{Modell},M} = 1,4$
N	$\gamma_{\text{Modell},N} = 1,1$

Die Unterschreitenswahrscheinlichkeit des relativen Modellfehlers kann nachfolgendem Diagramm entnommen werden:

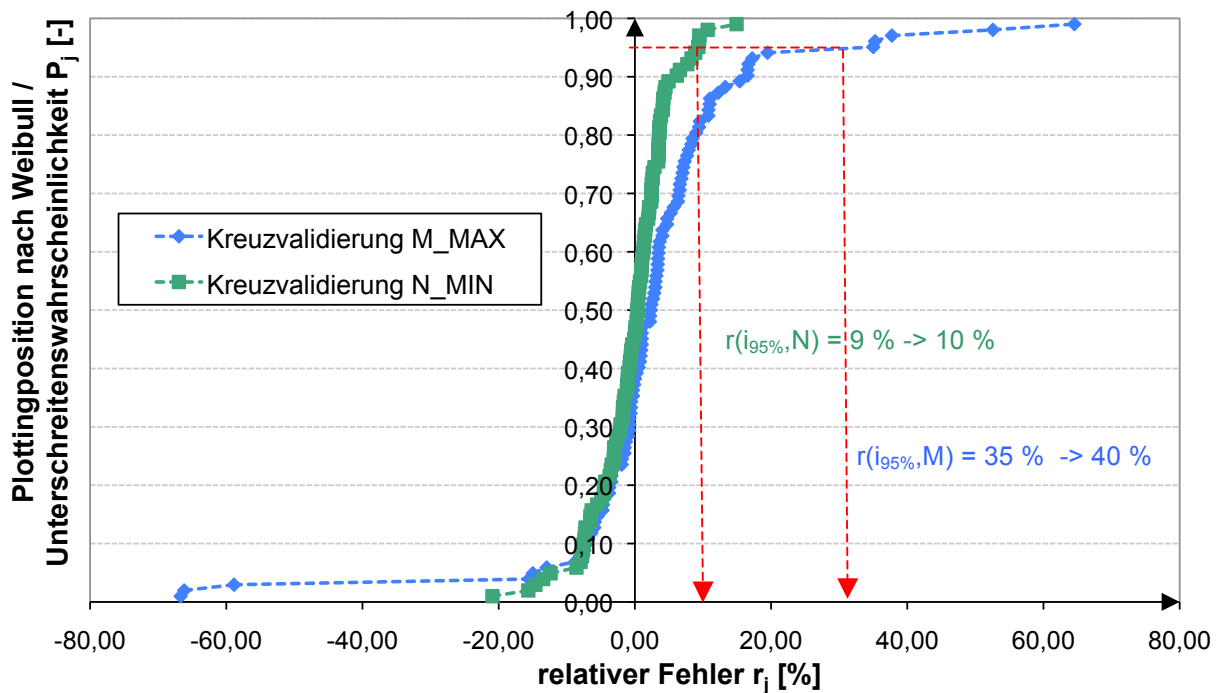


Abbildung 5.14: Ergebnisse der Kreuzvalidierung für Prognosemodell 1

Für die Auswertung mittels Kreuzvalidierung wurden alle 91 FE-Berechnungen verwendet, welche in die Erstellung der vorher vorgestellten Diagramme des Prognosemodells 1 eingingen. Zusätzlich wurden 10 weitere FE-Berechnungen erstellt, bei denen die Gebirgsparameter frei (auch zwischen den gewählten Gebirgsgruppen) gewählt wurden. Diese zusätzlichen Berechnungen wurden bei der Kreuzvalidierung der Rohrschirmschnittkräfte berücksichtigt.

Nicht enthalten in den vorgestellten Modellsicherheitsbeiwerten sind Änderungen der Schnittkräfte, die aufgrund von erhöhten bis bruchhaften Verformungen von Ortsbrust und Kalottenfüßen entstehen können (näheres hierzu s. Kapitel 4.2.3).

Die Abweichung von Testergebnis und Berechnungsergebnis des FE-Modells wird nachfolgend als Quantil-Quantil-Plot (Q-Q-Plot) dargestellt. Der Quantil-Quantil-Plot eignet sich zum Vergleich zweier Modelle, die den selben Sachverhalt beschreiben. In einem Diagramm werden dabei die Versuche als Punkte abgetragen, wobei der X-Wert vom Ergebnis des ersten Modells und der Y-Wert vom zweiten Modell bestimmt wird. Je genauer die beiden Modelle übereinstimmen, umso näher liegen die im Diagramm eingetragenen Punkte an der Winkelhalbierenden.

Hier bildet das jeweilige Ergebnis des Kreuzvalidierungstests zu Prognosemodell 1 die X-Koordinate, während die Y-Koordinate des Punktes aus der Auswertung der FE-Berechnung stammt.

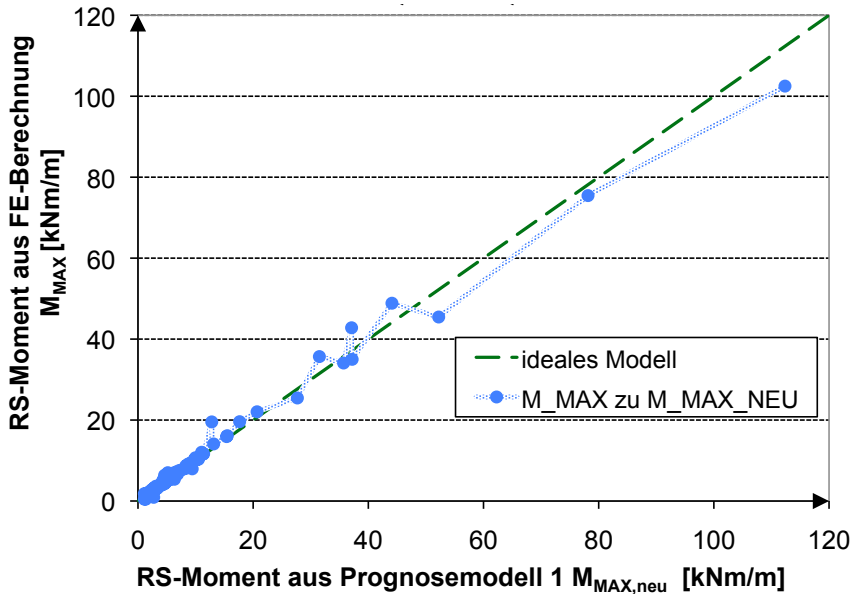


Abbildung 5.15: Q-Q-Plot zu Kreuzvalidierung M_{MAX} ,
 Ergebnis Kreuzvalidierung Prognosemodell 1 zu Ergebnis FE-Berechnung

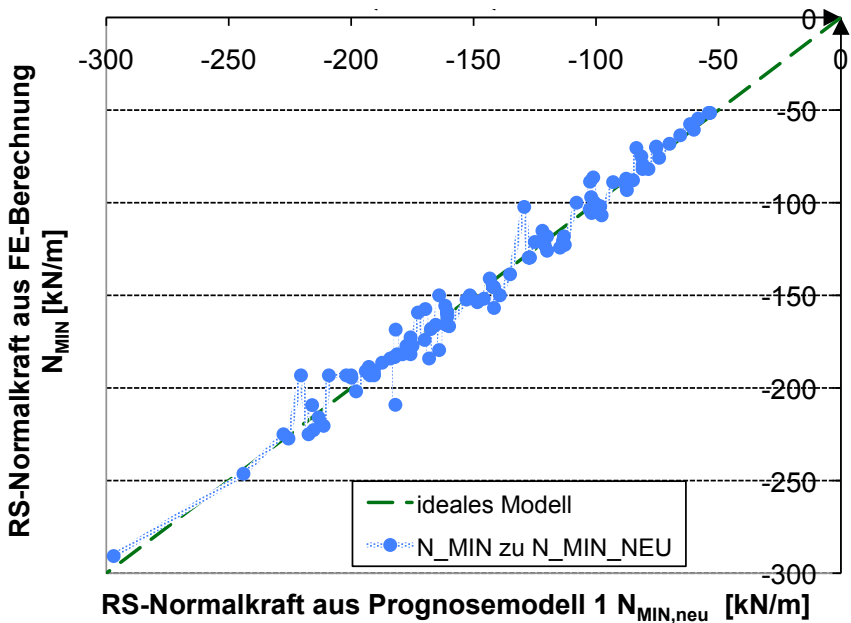


Abbildung 5.16: Q-Q-Plot zu Kreuzvalidierung N_{MIN} ,
 Ergebnis Kreuzvalidierung Normalkraft Prognosemodell 1 zu Ergebnis FE-Berechnung

Die eindeutige Orientierung der Versuchsergebnisse an der Winkelhalbierenden zeigt die generelle Eignung des erstellten Prognosemodells, die Ergebnisse der FE-Berechnungen wiederzugeben. Die Voraussetzungen und Untersuchungsmethoden, die bei der Erstellung des Prognosemodells in Kauf genommen bzw. angewandt wurden (gezielte Variation einzelner, als unabhängig betrachteter Parameter) können zumindest für den untersuchten Bereich der Parameter als richtig betrachtet werden.

5.5 Plausibilitätskontrolle zum Prognosemodell 1

WITTKÉ (2009) bzw. WITTKÉ & WITTKÉ-GATTERMANN (2007) veröffentlichen Rohrschirmschnittgrößen, die mittels FE-Berechnung nach der step-by-step Methode am 3-dimensionalen Modell gewonnen wurden.

Das von WITTKÉ (2009) bzw. WITTKÉ & WITTKÉ-GATTERMANN (2007) für den „Buschtunnel“ erstellte FE-Modell zeigt einige Unterschiede zu dem Modell dieser Arbeit:

So wird unter anderem keine Neigung des Schirmes abgebildet. Insbesondere aber ist die Ortsbrust nicht mit diskreten Ankern gesichert. Statt dessen wird das Gebirge im Bereich vor den kommenden Abschlägen mit erhöhten Kohäsionswerten versehen. Zusätzlich wird auf den Elementen der Ortsbrust eine Richtung Berg wirkende Horizontallast aufgebracht, wo ein Stützkeil verbleibt.

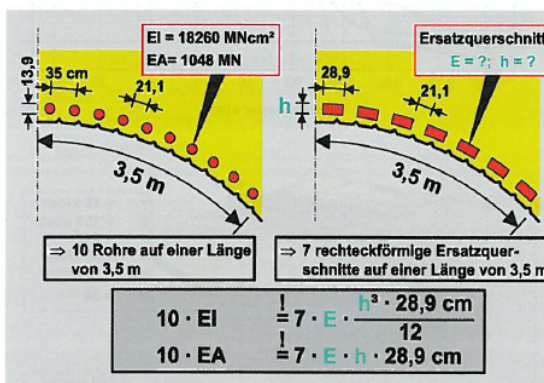


Abbildung 5.17: Detail Abschlagslaibung
(s. WITTKÉ (2009) S. 204, Bild 23)

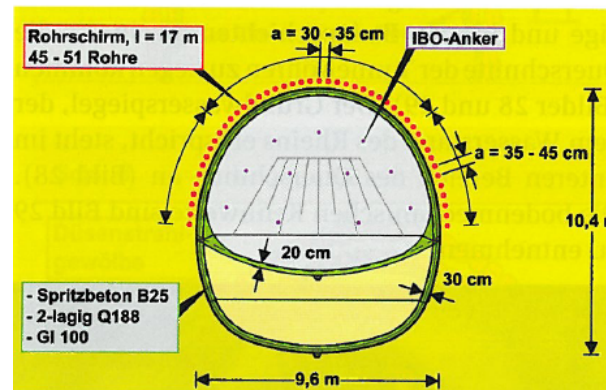


Abbildung 5.18: Tunnelquerschnitt Buschtunnel
(s. WITTKÉ (2009) S. 203, Bild 20)

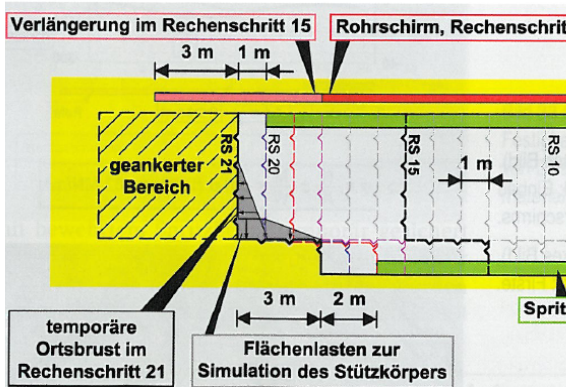


Abbildung 5.19: Abbildung des Tunnelvortriebs im Rechenmodell
(s. WITTKÉ (2009) S. 203, Bild 22)

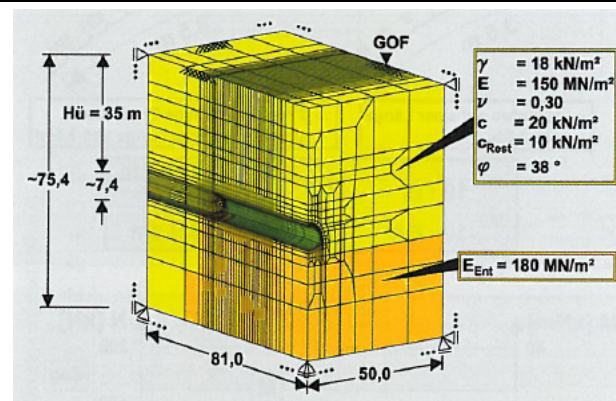


Abbildung 5.20: FE-Netz Buschtunnel
(s. WITTKÉ (2009) S. 203, Bild 21)

Es soll überprüft werden, ob die vom Ing. Büro Prof. Wittke errechneten Schnittgrößen mit den vorab vorgestellten Diagrammen des Prognosemodells 1 (s. Kapitel 5.2 und 5.3) ermittelt werden können.

Rohrschnittgrößen „Buschtunnel“ nach WITKE & WITKE-GATTERMANN (2007)

Das vom Ing. Büro Prof. Wittke mittels FE-Berechnung ermittelte maximale und minimale Biegemoment kann aus Abbildung 5.21 zu

$M_{MAX} \approx 9 \text{ kNm}$ und $M_{MIN} \approx -14 \text{ kNm}$

abgelesen werden. Die ermittelte minimale Normalkraft eines Rohres beträgt etwa

$N_{MIN} \approx -95 \text{ kN}$.

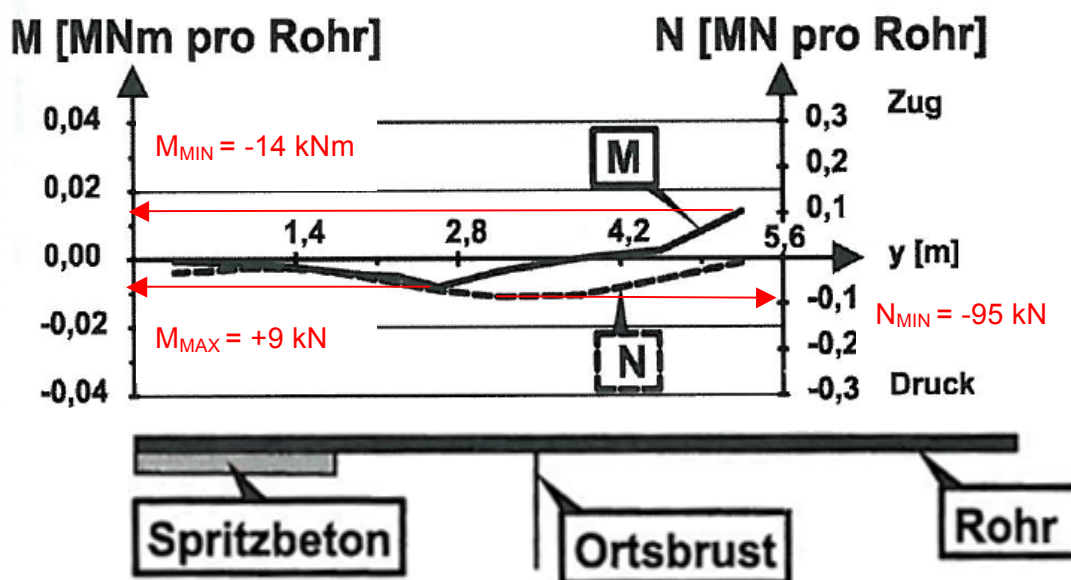


Abbildung 5.21: Maßgebende Schnittgrößen eines Rohres im Ulmenstiel

(s. WITKE & WITKE-GATTERMANN (2007) S. 205, Bild 25)

Die oben dargestellten Schnittgrößen treten entsprechend WITKE & WITKE-GATTERMANN (2007), S. 205 im Bereich der Ulme auf. Der Abstand der (maßgeblichen) Rohre beträgt im oberen Ulmenbereich dabei $a = 0,35 \text{ m}$ beträgt (vgl. Abb. 5.17 und 5.18).

Nachrechnung der Rohrschirmschnittgrößen mit Prognosemodell 1

Die von WITKE & WITKE-GATTERMANN (2007) veröffentlichten Schnittgrößen M_{MAX} und N_{MIN} werden mit den in den Kapiteln 5.2 und 5.3 vorgestellten Diagrammen des Prognosemodells 1 nachgerechnet. Zwischen den Kurven des Prognosemodells 1 muss dabei teilweise interpoliert werden. Diese Auswertung und die zugrunde gelegten Voraussetzungen werden in Anlage 9 beschrieben. Nachfolgend ist das Ergebnis in Tabellenform dargestellt.

Tabelle 5.3: Ermittlung der Rohrschnittgrößen aus Diagrammen des Prognosemodells 1

Schnittgrößenart	Spalte 1	Spalte 2	Spalte 3	Spalte 4	Spalte 5	Spalte 6	Spalte 7
	M_{ROH} bzw. N_{ROH} $h_{\bar{u}} = 35$ m, BVG 3, (QS1 + QS2) / 2 [kNm/m]	$f(\gamma)$ [-] $\gamma = 18$ kN/m ³	$f(E_s)$ [-] $E_{s,cal} = 105$ MN/m ²	$f(EI)$ bzw. $f(EA)$ [-] $EI/a = 5,22$ MNm ² /m $EA/a = 2994$ MN/m	a [m]	γ_i [-]	Rohrschnittgröße = Produkt Spalten 1-6
$M_{MAX,k}$	+7,0	0,95	0,85	3,1	0,35	1,4	8,6 kNm
$N_{MIN,k}$	-200	0,96	0,85	1,21	0,35	1,1	-76 kN

Die Einflussfaktoren der Spalten 2 bis 4 können aus den Diagrammen 5.4 bis 5.6 für das Biegemoment M_{MAX} bzw. den Abbildungen 5.11 bis 5.13 für die Druckkraft N_{MIN} abgelesen werden.

Die relative Abweichung der ermittelten Schnittgrößen bezüglich der Ergebnisse der FE-Berechnung nach dem Ing. Büro Prof. Wittke beträgt etwa 5 % beim Biegemoment und ca. 15 % bei der Normalkraft. Die mittels Prognosemodell 1 abgeschätzten Beträge der Schnittgrößen sind kleiner.

Dabei ist nach Berechnungen des Ing. Büro Prof. Wittke jedoch das Stützmoment etwa um 40 % größer als das Feldmoment. In den im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Berechnungen lag das Stützmoment (für alle untersuchten Stoffmodelle) etwa bei dem halben Betrag des Feldmomentes.

Um diese Abweichung beim Stützmoment weiter zu untersuchen, werden mehrere Vergleichsrechnungen durchgeführt und in Anlage 9 dokumentiert. Das eigene Modell wird dabei schrittweise an die Veröffentlichungen von WITTKÉ (2009) bzw. WITTKÉ & WITTKÉ-GATTERMANN (2007) angepasst, indem FE-Netz und Stoffmodell nach und nach verändert werden (vgl. Anlage 9).

Die durchgeführten Untersuchungen zeigen eine gute Übereinstimmung der Modelle hinsichtlich der gesamten an einem Rohr zu erwarteten Biegebelastung. Für deren Bestimmung wird auf das Ersatzmodell des einseitig teileingespannten Biegebalkens zurückgegriffen (vgl. Abbildung 5.22):

$$M_{Balken} = |M_{MAX}| + |M_{MIN}| / 2 \quad (\text{Gl. 5-4})$$

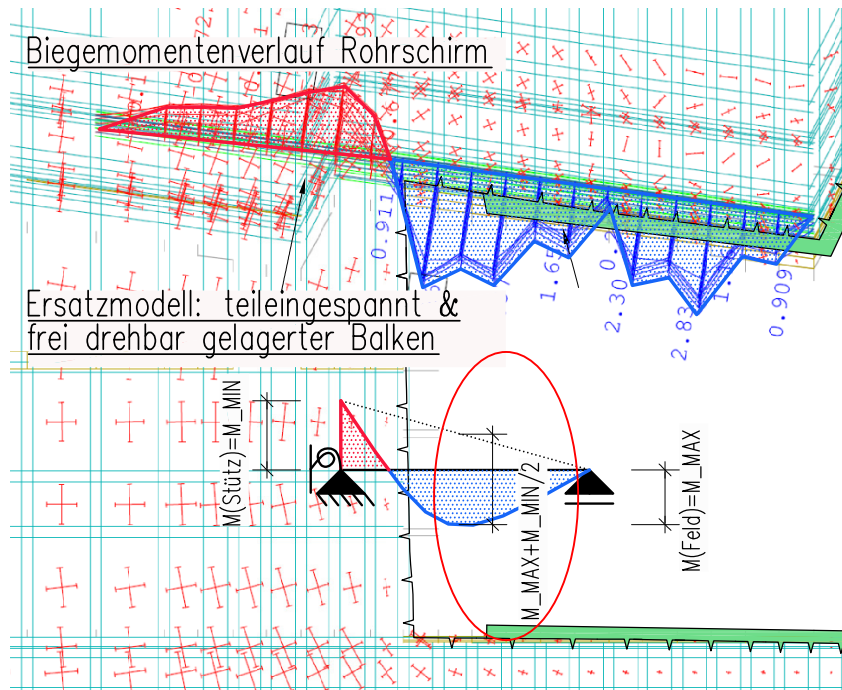


Abbildung 5.22: Ersatzmodell für den Vergleich der Biegebelastung

Je nach betrachteter Anpassungsvariante des FE-Modells liegen die Abweichung zwischen 10 % und 30 % bei Abschätzung der Biegebelastung mit dem beschriebenen Balkenmoment M_{Balken} .

Der Schluss liegt somit nahe, dass die beiden Modelle gleiche oder hinreichend gut vergleichbare Biegebelastungen für die Schirmrohre liefern. Es unterscheidet sie jedoch die Aufteilung der Biegearbeit auf Stütz- und Feldmoment:

Die Momentenkurven sind etwa um den Differenzbetrag der Stützmomente verschoben.

Der Grund für die Unterschiede beim Stützmomentenbetrag liegt wahrscheinlich in einer unterschiedlich steifen Formulierung der Ortsbruststützung:

Das vom Ing. Büro Wittke erstellte Modell verhindert eine Verformung der Ortsbrust zumindest anteilig durch die Horizontallasten, die im Bereich des Ortsbruststützkeils die Bodenelemente aktiv Richtung Gebirge drücken.

Die Dokumentation zum Vergleich der beiden FE-Modelle und deren Ergebnisse kann Anlage 9 entnommen werden.

5.6 Vorschlag zum Nachweis der inneren Tragfähigkeit der Rohre / IBO-Anker

Die Auswertung der FE Berechnungen in den vorangegangenen Kapiteln zeigt, dass für den Nachweis der inneren Tragfähigkeit sowohl das Biegemoment als auch die Normalkraft der Rohre bzw. IBO-Anker beachtet werden müssen.

5.6.1 Spannungsnachweis

Nachdem Biegemoment und Normalkraft über längere Strecken ihr Maximum bzw. Minimum erreichen, liegt die Annahme nahe, dass die Spannungsanteile beider Schnittkräfte mit vollem Betrag überlagert werden müssen.

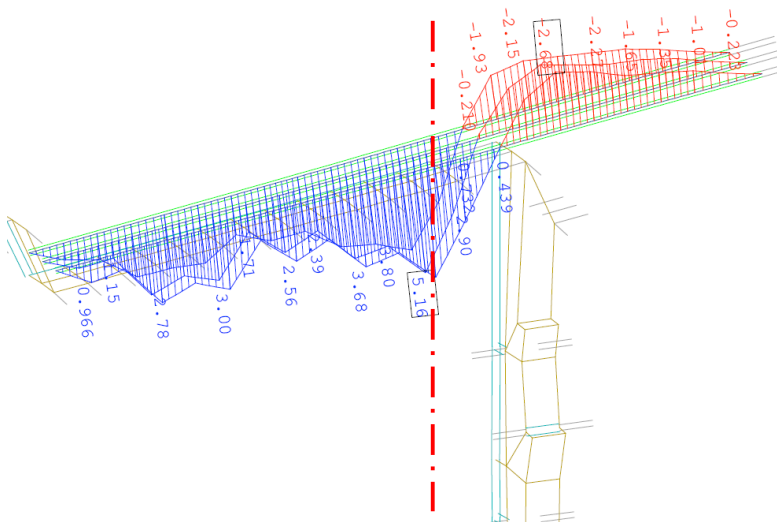


Abbildung 5.23: Biegemoment der Firstrohre M_y [kNm], Berechnung 109, LF21

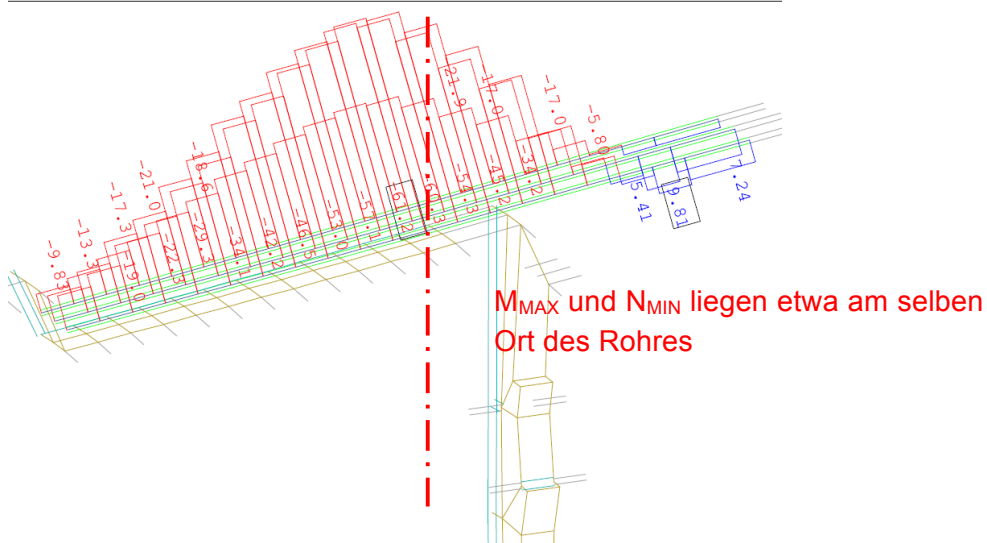


Abbildung 5.24: Normalkraft der Firstrohre N [kN], Berechnung 109, LF21

Um das Ergebnis der Anschauung zu verifizieren, wird für jede Variationsberechnung eine Auswertung der Rohrspannungen direkt im Anschluss an die FE-Berechnung mit dem Programmmodul AQB von SOFiSTiK durchgeführt. Folgende Schlüsse können aus der Auswertung der Spannungen gewonnen werden:

- Die Schubspannung der Rohrquerschnitte $\max(\tau_Q)$ liegt bei allen (100) betrachteten Variationsberechnungen unter 2 kN/cm^2 . Sie kann beim Nachweis vernachlässigt werden.
- Dementsprechend gilt auch, dass die maximale Normalspannung in sehr guter Näherung der maximalen Vergleichsspannung entspricht: $\max(\sigma_v) = \max(\sigma(N; M_y))$.

Die elektronisch ermittelten maximalen Vergleichsspannungen der einzelnen Berechnungen werden mit unterschiedlichen Überlagerungsarten der Spannungsanteile aus minimaler Normalkraft und maximalem Moment verglichen. Die Normalspannungsanteile des Rohres werden wie folgt berechnet:

$$|\sigma_{\max M,k}| = \frac{|M_{\max,k}|}{W_{\text{Rohr}}} \tag{Gl. 5-5}$$

$$|\sigma_{\min N,k}| = \frac{|N_{\min,k}|}{A_{\text{Rohr}}}$$

mit:

$$W_{\text{Rohr}} = \frac{I_y}{r_A} = \frac{\pi}{4} \cdot \frac{(r_A^4 - r_i^4)}{r_A}$$

$$A_{\text{Rohr}} = \pi \cdot (r_A^2 - r_i^2)$$

Neben der kompletten Überlagerung der beiden Normalspannungsanteile ($\sigma_k = |\sigma_{\max M,k}| + |\sigma_{\min N,k}|$) werden zwei weitere Superpositionsmöglichkeiten untersucht, bei denen jeweils ein Spannungsanteil auf die Hälfte verringert wird ($\sigma_k = |\sigma_{\max M,k}| + |\sigma_{\min N,k}| / 2$; $\sigma_k = |\sigma_{\max M,k}| / 2 + |\sigma_{\min N,k}|$).

Die drei verschiedenen Überlagerungsmöglichkeiten der Normalspannungsanteile werden gegen das elektronisch ermittelte Maximum der Vergleichsspannung als Quantil-Quantil-Plot abgetragen:

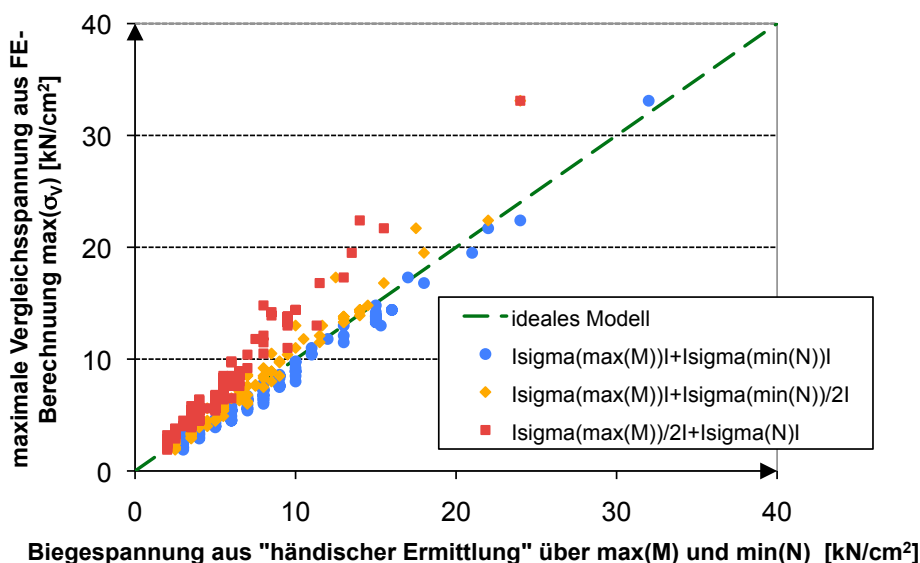


Abbildung 5.25: Q-Q-Plot zur Überlagerung der Normalspannungsanteile

Eine volle Überlagerung der Spannungsanteile von M_y und N (blaue Punkte in Abbildung 5.25) liegt zumeist etwas unterhalb der Winkelhalbierenden - ergibt also etwas größere Beträge als die exakte Spannungsauswertung mit dem FE-Programm.

Die beiden anderen untersuchten Überlagerungsmöglichkeiten ergeben wesentlich geringere Spannungsbeträge als die Auswertung der FE-Berechnungen. In Abbildung 5.25 liegen die entsprechenden gelben und roten Punkte mitunter deutlich oberhalb der grün eingezeichneten Winkelhalbierenden.

Damit die Normalspannung der Rohre oder IBO's nicht unterschätzt wird, ist es deshalb empfehlenswert, die Spannungsanteile von Normalkraft und Moment mit dem vollen Betrag zu überlagern:

$$\max \sigma_k = \left| \sigma_{\max M,k} \right| + \left| \sigma_{\min N,k} \right| \quad (\text{Gl. 5-6})$$

Die untersuchten Berechnungsergebnisse zeigen eine Abhängigkeit der Normalspannungsanteile aus Moment und Normalkraft vom Trägheitsradius der Rohre, wie aus nachfolgender Abbildung deutlich wird:

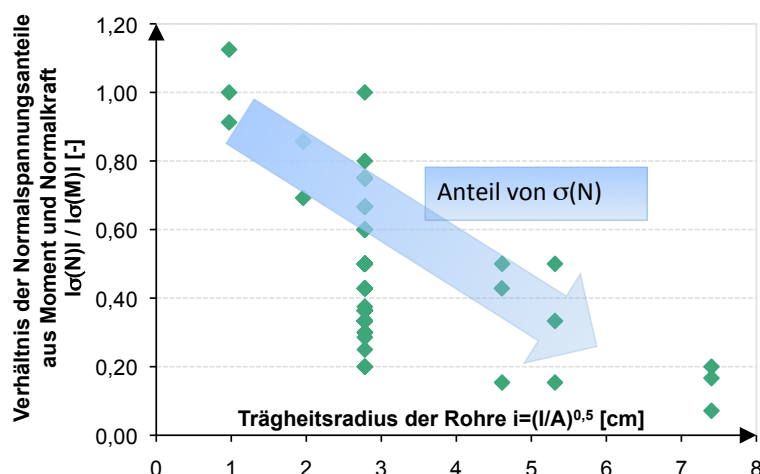


Abbildung 5.26: Abhängigkeit des Verhältnisses der Normalspannungsanteile vom Trägheitsradius

IBO's und dünne Rohre, welche einen geringen Trägheitsradius aufweisen, zeigen Normalspannungen mit etwa gleichen Anteilen aus Moment und Normalkraft. Bei den größeren Rohrdurchmessern (mit entsprechend höherem Trägheitsradius) sinkt der Anteil der Normalkraft an der Spannung.

Der Nachweis der inneren Tragfähigkeit erfolgt entsprechend der EA-PFÄHLE (2007) 5.10, S. 113, nach der jeweiligen Baustoffnorm (zumeist DIN 18800 für Stahlbau). Das Teilsicherheitskonzept der aktuellen Normengeneration ist zu berücksichtigen.

In Anlehnung an SCHIKORA & THOMÉE (2005) und SCHUCK & STÄDING (2006), wird ein Nachweis-konzept entsprechend des GZ1B DIN 1054-2008 (Versagen von Bauteilen) vorgeschlagen:

Für Tunnelvortriebe wird für längerfristige Bauzustände üblicherweise der Teilsicherheitsbeiwert des LF1 DIN 1054-2008 für ständige Lasten ($\gamma_G = 1,35$) auf der Seite der Einwirkungen berücksichtigt (vgl. u.a. SCHUCK & STÄDING (2006)).

Nachdem die Schirmrohre in den betrachteten Vortrieben nur für eine begrenzte Zahl an Abschlägen Sicherheit garantieren müssen, erscheint es durchaus möglich, hier auf den reduzierten Teilsicherheitsbeiwert des LF2 DIN 1054-2008 ($\gamma_G = 1,20$) zurückzugreifen.

Auf der Widerstandsseite ist der entsprechende Materialsicherheitsbeiwert (z.B. $\gamma_M = 1,1$ für Stahl nach DIN 18800 bzw. $\gamma_M = 1,15$ für Betonstahl nach DIN 1045-1 und IBO-Anker nach Zulassung TITAN (2008)) zu berücksichtigen.

Es ergeben sich folgende zwei gleichwertige Nachweismöglichkeiten:

- Nach Ermittlung der charakteristischen Schnittgrößen (z.B. aus den vorgestellten Diagrammen) werden diese mit dem Teilsicherheitsbeiwert der Einwirkungen erhöht ($M_d = M_k \cdot \gamma_G$; $N_d = N_k \cdot \gamma_G$). Hieraus wird die Bemessungsspannung σ_d berechnet. Die Bemessungsspannung muss kleiner als der Materialwiderstand auf Design-Niveau sein ($\sigma_{Rd} = \sigma_{yk} / \gamma_M \geq \sigma_d$; mit der Fließspannung des Materials σ_{yk}).
- Aus den charakteristischen Schnittgrößen wird die Spannung der Rohre ermittelt. Der Nachweis dieser Spannung erfolgt dann gegen die, sowohl um den Materialsicherheitsbeiwert des Widerstandes, als auch um den der Einwirkungen reduzierten charakteristischen Festigkeit ($\sigma_{RK} = \sigma_{yk} / (\gamma_M \cdot \gamma_G) \geq \sigma_k$).

Die erstgenannte Nachweismöglichkeit entspricht formal korrekt allen vorliegenden Baustoffnormen. Die unter b) genannte Nachweisführung geht auf das, in DIN 1045-1 angelegte Modell für nichtlineare Bauteilbemessungen zurück und wird von SCHIKORA & THOMÉE (2005) zur Bemessung der Spritzbetonschalen verwendet. Die Stahlbaunorm DIN 18800 enthält keinen derartigen Passus. Nachdem aber alle erforderlichen Sicherheitsbeiwerte enthalten sind, wird dem gemäß Norm erforderlichen Sicherheitsniveau Genüge getan.

Evtl. vorhandene Stöße im Rohr können die Tragfähigkeit des Rohres herabsetzen (s. Biegeversuche von VOLKMAN & SCHUBERT, Kapitel 2). Sofern solche im Rohr vorhanden sind, müssen diese beim Spannungsnachweis berücksichtigt werden. Liegen keine Versuchsdaten über die Tragfähigkeit der Stöße vor, so ist z.B. eine rechnerische Halbierung der Rohrdicke denkbar.

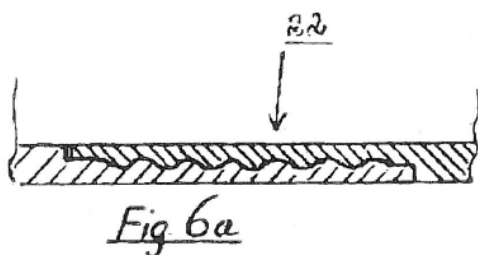


Abbildung 5.27: Detail Rohrstoß (s. PATENTSCHRIFT (1986) S. 3, Fig. 6a)

5.6.2 Knicken / Biegeknicken

In den vorangegangenen Untersuchungen wurde gezeigt, dass die Rohre und IBO's von Schirmgewölben mit Drucknormalkräften belastet werden. Generell sind für schlanke, druckbelastete Querschnitte Knick- oder Biegeknicknachweise entsprechend der jeweiligen Bauteilnormen zu führen. Dem entgegen stehen Untersuchungen der EA-PFÄHLE (2007):

Gemäß EA-PFÄHLE (2007) 5.11 (1) wird das „Ausknicken von Druckpfählen ... i.d.R. durch die stützende Wirkung des seitlichen am Pfahlschaft anstehenden Bodens behindert ...“ (s. EA-PFÄHLE (2007), S. 113).

Für Schirme aus stabförmigen Bauteilen muss dies aus folgenden Gründen eingeschränkt werden:

- a) Für spezielle Böden fordert EA-PFÄHLE (2007) 5.11 (2): „Dies [der Entfall des Knicknachweises] gilt jedoch nicht ohne weiteres bei sehr schlanken Pfählen in sehr weichen Böden“ (s. EA-PFÄHLE (2007), S. 114).
- b) Unabhängig von der Bodenart gilt: im Bereich des Abschlags steht radial zur Tunnellaubung keine stützende Bettung zur Verfügung. Knicken wäre mit einer Knicklänge, die sich aus der Abschlagslänge ergibt, möglich;

Zu a)

Untersuchungen jüngerer Datums von VOGT & VOGT (2008) bestätigen die Knickgefahr in weichen Böden. Es wird gezeigt, dass das in EC7 und DIN 1045-2005 vorgeschlagene Grenzkriterium von $c_u = 10 \text{ kN/m}^2$ bzw. $c_u = 15 \text{ kN/m}^2$ nicht hinreicht, um durch die zugehörige seitliche Stützung eine Knickgefahr für Mikropfähle (d.h. im betrachteten Fall für Rohre und IBO's) auszuschließen (vgl. VOGT & VOGT (2008), S. 3). Die IBO Zulassung TITAN (2008) fordert unter Punkt 3.2.2 Knickuntersuchungen in weichen Böden bei undrainierten Scherfestigkeiten $c_u \leq 30 \text{ kN/m}^2$.

Die dieser Arbeit zugrundeliegenden Untersuchungen befassen sich nicht mit Rohr- bzw. IBO-Schirmen in den erwähnten weichen Böden. Eine Knickgefahr der Rohre und IBO's kann demnach im Gebirge vor der Ortsbrust und über der Spritzbetonschale für die hier betrachteten Gebirgsarten (steife bindige Böden, locker bis dicht gelagerte Sande und Kiese) ausgeschlossen werden.

Sollte jedoch geplant werden, Rohrschirme in weichen bindigen Böden einzusetzen, so muss die dort evtl. vorhandene Knickgefahr der Rohre / IBO's beachtet werden.

VOGT & VOGT (2008) schlagen ein Berechnungsverfahren zur Ermittlung der aufnehmbaren Knickkraft vor (vgl. VOGT & VOGT (2008), S. 28 ff.). Hierbei wird nicht nur die elasto-plastische Stützung des (in diesem Fall sehr weichen) Gebirges berücksichtigt, sondern auch eine (unplanmäßige) Vorverformung des Stabes.

Zu b)

Unter der Annahme, dass die Einbindung in das Gebirge vor der Ortsbrust und oberhalb der Spritzbetonschale steif genug ist, um Knicken wirksam zu unterbinden, bleibt eine Knicklänge, die maximal der Abschlagslänge entspricht.

Die Knickgefahr der betrachteten Rohre und IBO-Anker wird näher betrachtet. Alle Querschnitte werden als reine Stahlquerschnitte behandelt (ein Verbund zum Zementstein wird vernachlässigt) und der Querschnitt dementsprechend gemäß DIN 18800 untersucht.

Gemäß Punkt 7.5.1 DIN 18800-1 kann der sich aus Theorie II-ter Ordnung ergebende Einfluss vernachlässigt werden, wenn gilt, dass die Normalkraft N_d des betrachteten Stabes nicht größer als 10 % von dessen ideeller Knicklast $N_{ki,d}$ ist (s. DIN 18800 7.5.1 a).

Auf diese Bedingung hin werden die Ergebnisse der Berechnungen 101-201 untersucht. Für die Knicklänge s_k wird dabei unterstellt, sie entspräche der Abschlagslänge L_{ABS} (vor und hinter dem Abschlag wirke die Bettung sofort knickhindernd - eine Einspannung wird jedoch nicht berücksichtigt, d.h. der Knickbeiwert β ist gleich 1,0): $s_k = L_{ABS}$.

Das Verhältnis von vorhandener Normalkraft zu 10 % der ideellen Knicklast

$$N_{ki,d} = (\pi^2 \cdot EI) / (\gamma_M \cdot s_k^2)$$

wird als Ausnutzung μ bezeichnet und für alle betrachteten Berechnungen in nachfolgendem Diagramm abgetragen. Für $\mu > 1,0$ muss Biegeknicken untersucht werden.

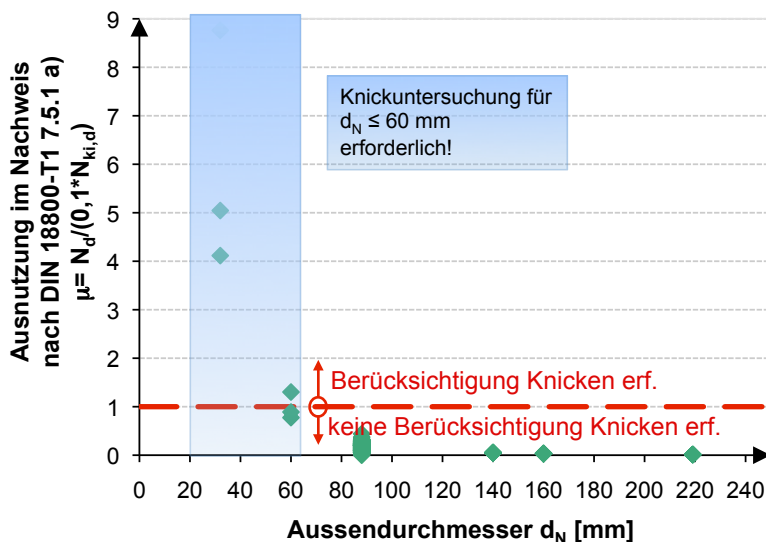


Abbildung 5.28: Erfordernis eines Knicknachweises in Abhängigkeit des Durchmessers

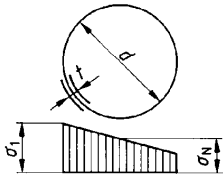
Für die üblicherweise verwendeten Rohrdurchmesser $d_N \geq 88$ mm besteht kein Erfordernis, den Biegeknicknachweis zu führen. IBO-Anker und sehr dünne Rohre mit Durchmessern kleiner $d_N < 60$ mm erweisen sich als tendenziell knickgefährdet. Hier wird empfohlen, den Biegeknicknachweis nach DIN 18800 zu führen, sofern nicht genauere Untersuchungen zeigen, dass durch Mitwirken des umgebenden Zementsteins eine wirksame Steifigkeitserhöhung erzielt wird, welche die Bauteilschlankheit entsprechend reduziert, so dass ein Knickproblem des Bauteils auszuschließen ist.

Für IBO-Anker nach Zulassung TITAN (2008) sind bei einer Stabilitätsbetrachtung Vorverformungen mit Radien von 200 m beim Nachweis nach Theorie II-ter Ordnung zu berücksichtigen (s. TITAN (2008) Punkt 3.2.2).

5.6.3 Lokales Stabilitätsversagen von Rohrschirmrohren

Durch Verfüllung des Rohres mit Zementsuspension oder Sandbeton kann lokales Stabilitätsversagen (Beulen) wirksam ausgeschlossen werden. Erfolgt keine Verfüllung des Rohres, so sind die d/t Verhältnisse entsprechend DIN 18800, Tabelle 14 nachzuweisen, sofern der Spannungsnachweis nach dem Verfahren elastisch-elastisch geführt wird.

Spannungsverteilung:



$$\text{grenz } (d/t) = \left(90 - 20 \frac{\sigma_N}{\sigma_1} \right) \cdot \frac{240}{\sigma_1 \cdot \gamma_M}$$

Abbildung 5.29: Auszug aus DIN 18800-1 Tabelle 14 – Nachweis der d/t-Verhältnisse für Rohre im Nachweis elastisch-elastisch

Wird der Spannungsnachweis der Rohre nach dem Verfahren elastisch-plastisch (oder plastisch-plastisch) geführt, so muss die Rotationskapazität (nach Meinung des Autors unabhängig von einer eventuellen Rohrverfüllung) nachgewiesen werden.

Dies erfolgt nach den Tabellen 15 und 18 DIN 18800-1. Für Kreiszyylinder errechnet sich die Mindestdicke aus dem Rohrdurchmesser nach DIN 18800-1, Tab. 18 dementsprechend zu:

$$\text{grenz} \left(\frac{d}{t} \right) = \frac{50 \cdot 240}{f_{yk}} \quad (\text{s. DIN 18800, Tab. 18}).$$

5.7 Vorschlag zum Nachweis der äußeren Tragfähigkeit

Wie in Kapitel 4 ausgeführt, lagern zwei Trajektoriengewölbe am Rohrschirm auf:

Ein Spannungsbogen befindet sich im Gebirge direkt vor der Ortsbrust, ein zweiter oberhalb / seitlich der Abschlagslaibung. Die Rohrschirmrohre bieten den Trajektoriengewölben ein Auflager und verstärken dadurch das Gebirgstragverhalten. Schirme mit geringer Biegesteifigkeit (z.B. IBO-Schirme) erzeugen ihre gebirgsverbessernde Wirkung (beinahe) ausschließlich hierdurch.

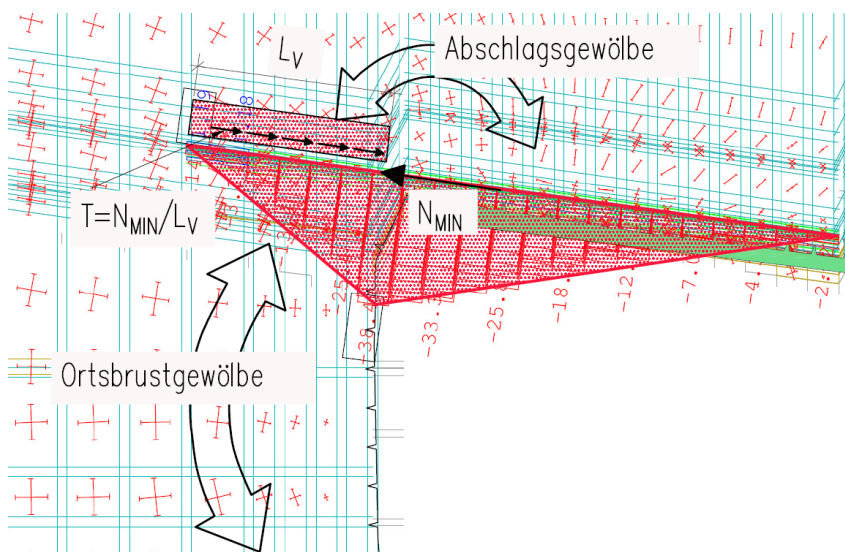


Abbildung 5.30: Ortsbrust- und Abschlagsgewölbe mit RS-Normalkraft beim letzten Abschlag

Eine Betrachtung des Verlaufes der Normalkräfte im Rohrschirm zeigt, dass diese sich von großteils Zug- zu Druckkräften in den Rohren mit zunehmendem Tunnelausbruch ändert. Hierbei ist in allen untersuchten Berechnungen die maximale Druckkraft wesentlich größer, als die maximale Zugkraft (vgl. auch Kapitel 4 und 5.3).

Die größte Druckkraft wird kurz vor oder direkt am letzten Abschlag unter dem Schirm erreicht. Gleichzeitig sinkt die verbleibende Zugkraft in den Rohren gegen „0“. Wegen der vielfach höheren Druckkraft der letzten Abschlüge erreicht die Summe der Beträge von minimaler und maximaler Normalkraft ihr Maximum kurz vor oder am Ende der Abschlüge unterhalb des Rohrschirms.

Die zwei nachfolgenden Diagramme zeigen exemplarisch für 13 verschiedenen Berechnungen den Verlauf der maximalen Normalkraft und den Verlauf der Summe aus den Beträgen von maximaler und minimaler Normalkraft.

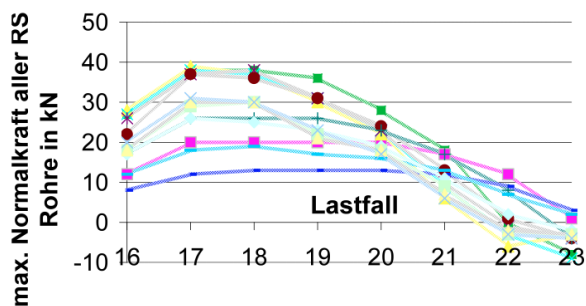


Abbildung 5.31: Verlauf der maximalen RS-Normalkraft über die Abschlagsentwicklung

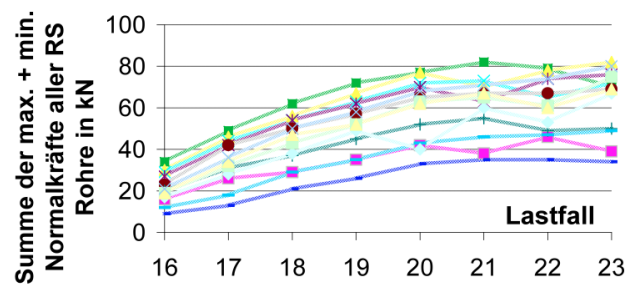


Abbildung 5.32: Verlauf der Betragssummen von maximaler und minimaler RS-Normalkraft über die Abschlagsentwicklung

Während die Normalkraft gegen Ende der Abschlüge ihr betragsmäßiges Maximum erreicht, sinkt die Verankerungslänge vor der Ortsbrust auf ihr Minimum.

Es kann deshalb geschlossen werden, dass die maximale Verbundspannung der Rohrschirmrohre am Ende des Vortriebs des betrachteten Schirms in dessen Verankerungslänge vor der Ortsbrust auftritt (vgl. Abb. 5.30).

Der Abbau der Normalkraft wird in guter Näherung als linear angenommen. Die maximale Schubspannungsergebende T und die maximale Schubspannung τ ergibt sich dann wie folgt:

$$T_{MAX,k} = \frac{|N_{MIN,k}|}{L_v} \tag{Gl. 5-7}$$

$$\tau_{MAX,k} = \frac{T_{MAX,k}}{U_b}$$

mit:

L_v minimale Verankerungslänge

$U_b = \pi \cdot d_b$ Umfang des Verpresskörpers

Die EA-PFÄHLE (2007) sieht für Mikropfähle - zu denen auch Rohrverpresspfähle zählen - im Nachweis der äußeren Tragsicherheit einen Vergleich von aufnehmbarer und aufzunehmender Normalkraft vor. Bei Reduktion der entsprechenden Gleichungen (5.12) und (6.2) der EA-PFÄHLE

für den Fall, dass nur eine Bodenschicht im Bereich des Pfahles ansteht und unter Einbezug der oben angestellten Überlegungen zur Verankerungslänge, ergibt sich der äußere Widerstand des Rohres zu:

$$R_{1,d} = \frac{1}{\gamma_P} \cdot q_{s1,k,1} \cdot A_{s,1} \quad (\text{Gl. 5-8})$$

mit:

γ_P zugehöriger Teilsicherheitsbeiwert nach DIN 1054

$q_{s1,k,1}$ charakteristischer Wert der Pfahlmantelreibung

$A_{s,1} = d_b \cdot \pi \cdot L_V$ Nennwert der Pfahlmantelfläche, errechnet aus

dem Verpresskörperdurchmesser d_b und

der minimal verbleibenden Verankerungslänge (vgl. Abbildung 5.30)

Die in der Gleichung vorausgesetzte lineare Zunahme der Pfahlnormalkraft spiegelt sich gut in den Berechnungsergebnissen wider – vgl. hierzu auch Abbildung 5.30.

Die EA-PFÄHLE (2007) gibt Erfahrungswerte für den Betrag der Pfahlmantelreibung in Abhängigkeit von Pfahlart und Boden an. Falls keine genaueren Aufschlüsse vorliegen, können solche Erfahrungswerte für den Nachweis der äußeren Tragsicherheit verwendet werden (s. Tabelle 1 Anlage 8).

Der Sicherheitsbeiwert für die Verwendung von Tabellenwerte lautet entsprechend DIN 1054 unabhängig vom Lastfall:

$$\gamma_P = 1,4$$

Der Nachweis wird in Form einer Gegenüberstellung von Bemessungsnormalkraft und dem Design-Wert der äußeren Tragfähigkeit erbracht. Entsprechend den Überlegungen im vorangegangenen Kapitel wird hierbei empfohlen, einen Teilsicherheitsbeiwert für die Beanspruchung von

$$\gamma_G(\text{LF2}) = 1,20$$

zu verwenden.

Der Ausnutzungsgrad kann wie folgt ermittelt werden:

$$\mu = \frac{N_d}{R_{1,d}} = \frac{\gamma_G \cdot |N_{\text{MIN},k}|}{\frac{1}{\gamma_P} \cdot R_{1,d}} = \frac{1,2 \cdot |N_{\text{MIN},k}|}{1,4 \cdot q_{s1,k,1} \cdot A_{s,1}} \quad (\text{Gl. 5-9})$$

Für den Nachweis der äußeren Tragfähigkeit ist eine Kenntnis des Durchmessers des Verpresskörpers erforderlich. Sofern keine Messungen vor Ort hierfür vorliegen, kann der Verpresskörperdurchmesser auch aufgrund von Erfahrungswerten abgeschätzt werden. Entsprechende Literaturquellen werden hierfür ausgewertet und Näherungswerte für die Verpresskörperdurchmesser von Rohrschirmrohren und IBO's in Tabelle 2 Anlage 8 zusammengestellt.

Mit den in Anlage 8 präsentierten Erfahrungswerten zu Mantelreibung und Verpresskörperdurchmessern ergibt sich die Tragfähigkeit der Sicherungselemente pro laufendem Meter des Verpresskörpers dann wie in nachfolgendem Diagramm dargestellt.

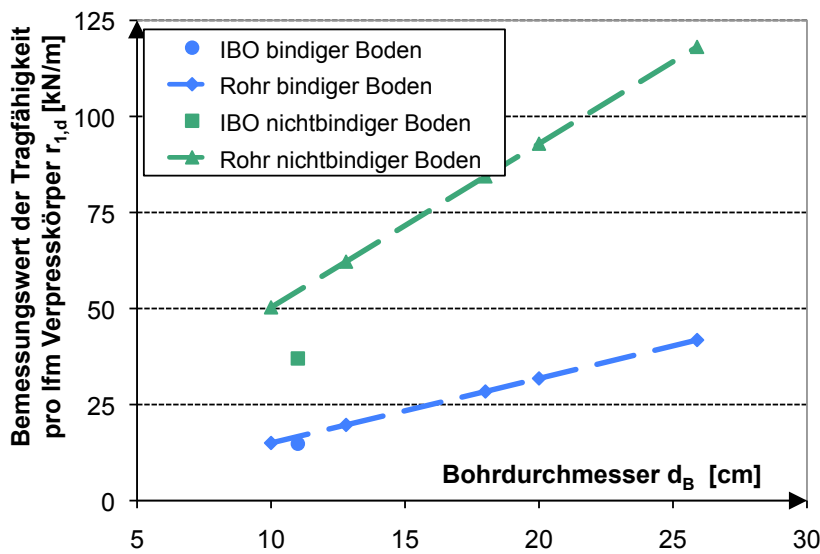


Abbildung 5.33: Tragfähigkeit der Verpresskörper (nach EA-PFÄHLE (2007))

Für die im Modell angesetzte Mindesteinbindung von $L_V = 2,5$ m wird der Bemessungswert der Traglast bei minimaler Verankerungslänge der Bemessungsnormalkraft gegenübergestellt:

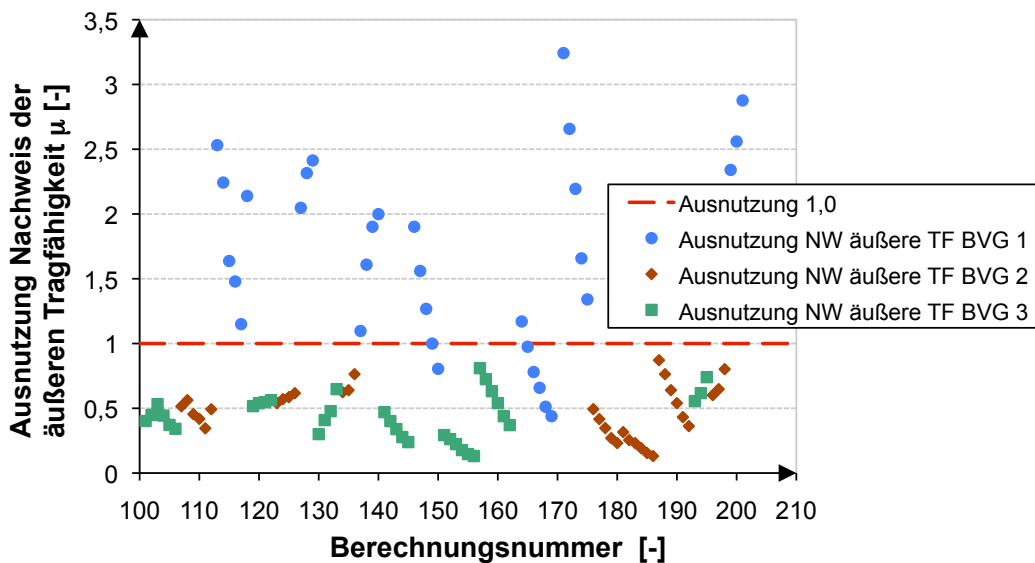


Abbildung 5.34: Nachweis der äußeren Tragfähigkeit für die Ergebnisse der FE-Berechnungen

Für die rolligen Böden würde die mit 2,5 m gering gewählte Mindestverankerung der untersuchten Schirme ausreichen. Die Berechnungen in den bindigen Böden der Vergleichsgruppe 1 zeigen Überschreitungen im geführten Nachweis bis zum 3,5 -fachen. Die Verankerungslänge wäre dementsprechend zu vergrößern. Von einer Rohrverlängerung werden keine oder nur geringe Auswirkungen auf die Schnittgrößen der Rohre erwartet.

Die Wahl der Mindestverankerung sollte auch aus konstruktiven bzw. bautechnischen Gesichtspunkten überdacht werden. Unplanmäßiger Mehrausbruch beim Abschlag und Auflockerung des Gebirges direkt vor der Ortsbrust sollten zur Wahl eines Vorhaltemaßes führen, um welches die errechnete Mindesteinbindung zu erhöhen ist.

5.8 Schematische Darstellung des Bemessungsablaufs

In den vorangegangenen Kapiteln 5.6 und 5.7 wurde ein Bemessungsverfahren für Rohr- und IBO-Schirme vorgestellt. Die zu führenden Nachweise orientieren sich an den Regeln der EA-PFÄHLE. Der Ablauf der Berechnung und Bemessung wird mit nachfolgender Abbildung verdeutlicht:

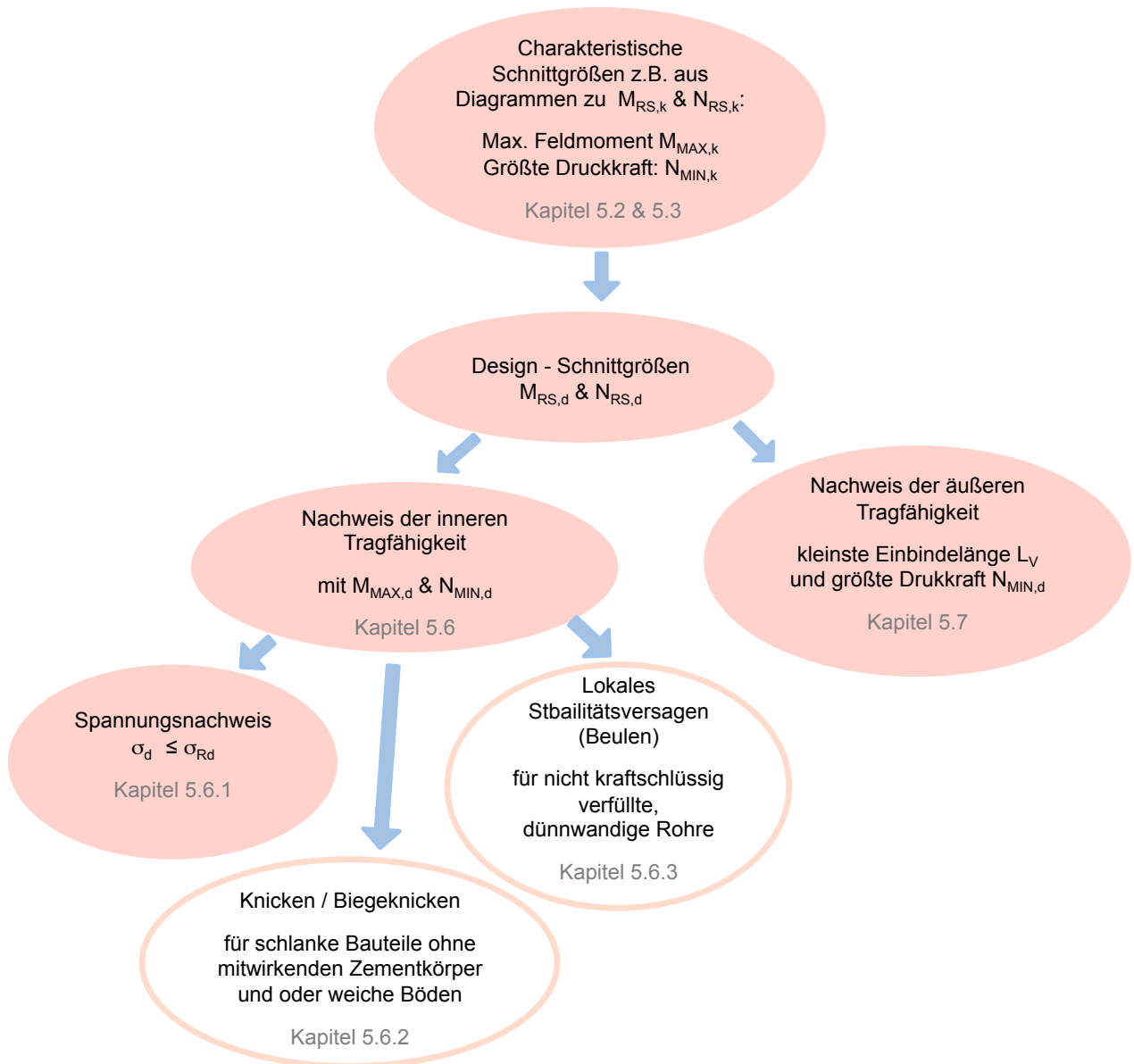


Abbildung 5.35: Schaubild zum Bemessungsablauf

Basis für die Bemessung ist der konstruktiv sinnvolle Entwurf eines Schirmes in Zusammenspiel mit den restlichen Sicherungselementen des Tunnelvortriebs (z.B. Ortsbrustankerung und Spritzbetonschale). Die Tragfähigkeit der restlichen Sicherungselemente muss freilich durch entsprechende Nachweise abgesichert werden. Die hierfür erforderlichen Berechnungsabläufe werden nicht in Abbildung 5.35 erfasst. Hinweise zur konstruktiven Ausbildung des Tunnelvortriebs und zu dessen Versagensmechanismen können Kapitel 4.7 entnommen werden.

Grundlegend für die Nachweise des Rohr- oder IBO-Schirms ist die Ermittlung seiner Schnittgrößen. Hierzu wird mit den Kapiteln 5.2 und 5.3 das Prognosemodell 1 präsentiert, welches aus Diagrammen besteht, die auf der Auswertung der durchgeführten FE-Berechnungen fußt.

Alternativ können solche Schnittgrößen direkt aus geeigneten FE-Berechnungen stammen. Der Nachteil liegt im Aufwand, der für die Erstellung eines solchen Modells erforderlich ist. Auch einfachere Ersatzmodelle könnten zur Ermittlung der Schnittgrößen der Schirme herangezogen werden, wie sie in mehreren Veröffentlichungen zu finden sind (vgl. Kapitel 2.2.1 und 2.2.2).

Bereits in Kapitel 4.10 fand eine erste Analyse zu solchen Ersatzmodellen statt. Es zeigte sich, dass der elastisch gebettete Träger unter den vorgestellten Modellen am besten geeignet ist, die Ergebnisse der FE-Berechnung zu nähern.

Mit dem nachfolgenden Kapitel 6 soll untersucht werden, wie gut das Ersatzmodell des elastisch gebetteten Trägers an die Resultate der FE-Berechnung angepasst werden kann. Mehrere Varianten des elastisch gebetteten Trägers werden hierzu betrachtet. Bettung und Auflast werden aus den FE-Berechnungen abgeleitet.

6 Prognosemodell 2 - Vergleich mit dem elastisch gebetteten Träger

6.1 Motivation

In Kapitel 4.10 konnte gezeigt werden, dass es prinzipiell möglich ist, die steifigkeitsabhängige Biegemomentenverteilung des Rohrschirmrohres mit dem elastisch gebetteten Träger nachzuvollziehen; jedoch ergab sich aus der vorgenommenen Auflastabschätzung eine zu hohe Schnittgrößenbelastung des Rohres.

Es soll nun untersucht werden, inwieweit es möglich ist, die Momentenbelastung des Rohres möglichst genau an die errechneten Werte des FE-Modells anzupassen, wobei alle erforderlichen Eingangsgrößen aus dem FE-Modell abgeleitet werden sollen.

Um das statische System des elastisch gebetteten Trägers beschreiben zu können, sind neben Rohrlänge und Steifigkeit zwei weitere Parameter erforderlich:

- a) die Bettung des Trägers und
- b) die Auflast.

Die Ergebnisse der durchgeführten FE-Berechnungen werden in Kapitel 6.2 und 6.3 ausgewertet, um Bettung und Auflast der Rohre möglichst zutreffend nähern zu können.

Auf Basis der gewonnenen Resultate werden dann insgesamt drei Varianten des elastisch gebetteten Trägers untersucht:

Bei Modell 2.1-2.3 handelt es sich um einen elastisch gebetteten Biegebalken mit konstanter Bettung und begrenzter Länge. Von der Bettung ausgenommen ist hierbei der Bereich des Abschlags.

Modell 2.1a-2.3a unterscheidet sich von Modell 2.1-2.3 durch eine um den Abschlag herum abgestufte Bettung. Beide Modelle werden in Kapitel 6.4 vorgestellt und untersucht.

Die Auswertung der beiden oben beschriebenen Modelle bedarf einer numerischen Berechnung. In Kapitel 6.5 wird mit Modell 2.1b-2.3b eine weitere Vereinfachung vorgestellt, bei der die Ermittlung der maximalen Biegebeanspruchung des Balkens über eine einfache Formel erfolgen kann. Hierzu werden die Modellierungsvoraussetzungen weiter vereinfacht.

6.2 Auflastermittlung

Zur Beschreibung der Auflast auf das Ersatzsystem werden die Vertikalspannungen von 4 Bodenelementen näher betrachtet.

Die 4 Elemente liegen nahe der Firste zwischen 2 Rohren, bzw. umgeben ein Rohr im Abschlag des Lastfalls LF17:

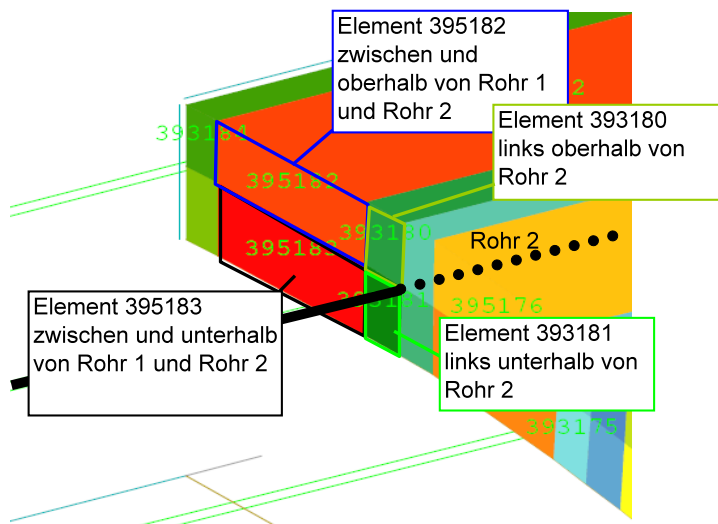


Abbildung 6.1: Betrachtete Elemente bei Rohr 2 nahe der Firste

Der Verlauf der Spannungen der vier Elemente wird über die Abschlagsreihenfolge ausgewertet. Anschließend werden die Spannungen von übereinanderliegenden Elementen subtrahiert, um deren Differenzspannung zu ermitteln. Aus dieser wird dann auf die Belastung der Rohre geschlossen. Diese Untersuchung ist in Anlage 10 ausführlich dokumentiert.

Aus den Auswertungen der Differenzlasten (s. Anlage 10) geht hervor, dass

- diejenigen Elemente, die nicht an ein Rohr angrenzen (Elemente 395182 und 395183 vgl. Abb. 6.1) im Abschlag vernachlässigbar kleine Spannungen radial zur Tunnellaubung erhalten und deshalb keinen Beitrag zur Belastung der Rohre liefern;
- im Abschlag keine oder nur eine vernachlässigbar kleine Spannung radial zur Tunnellaubung in den Elementen unterhalb der Rohre (Element 393181 in Abb. 6.1) vorhanden ist;
- deshalb die Elemente oberhalb der Rohre (Element 393180 in Abb. 6.1) ihre Radialspannungen als Auflast an das darunterliegende Rohr abgeben, während sich die tangentialen Spannungen dieser Elemente aufheben, so dass praktisch keine Querbiegung bzw. zweiachsige Biegung im Rohr entsteht.

Die Differenzspannungen der direkt an die Rohre anschließenden Elemente kann in denjenigen Lastfällen als Bettungsreaktion interpretiert werden, bei denen sich die Ortsbrust nicht direkt unter den betrachteten Elementen befindet.

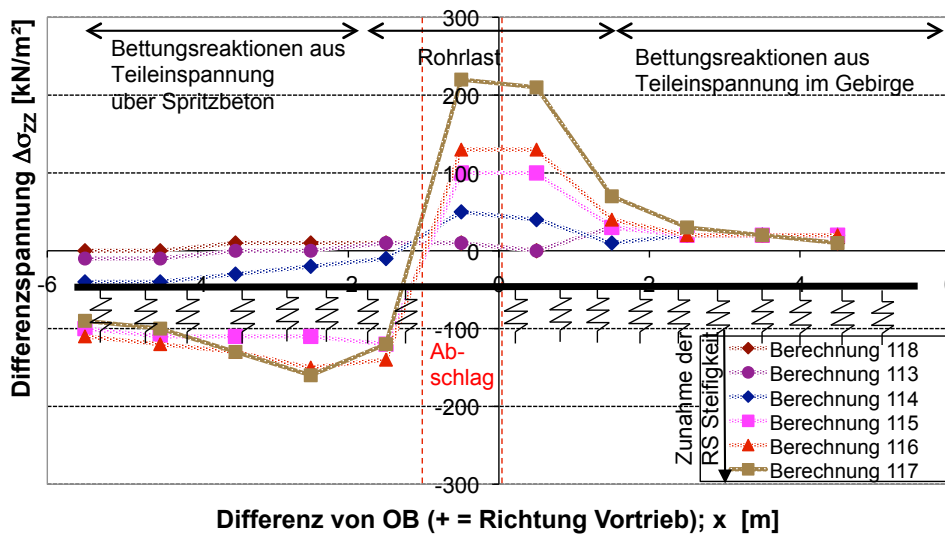


Abbildung 6.2: Differenzspannung Elemente oberhalb und unterhalb RS-Rohr $\Delta\sigma_{zz}$ [kN/m²]
 Ber. Nr. 113 - 118, BVG 1, $h_0 = 23$ m, QS2

Die gewonnenen Spannungsbilder erweisen sich dabei unter Anderem abhängig von der Rohrsteifigkeit und der Bodenvergleichsgruppe.

Nachdem gezeigt werden konnte, dass diejenigen Elemente keinen Beitrag zur Rohrschirmbelastung liefern, die keinen direkten Kontakt zu den Rohren haben, kann die Lasteinzugsbreite der Rohre gleich der Breite der das Rohr berührenden Elemente gesetzt werden. Für den betrachteten Tunnelquerschnitt 2 beträgt die Lasteinzugsbreite a' damit:

$$a' = 0,14 \text{ m}$$

Die Rohrlast ergibt sich folglich als Differenzspannung der an das Rohr angrenzenden Elemente multipliziert mit der Lasteinzugsbreite:

$$p_v = \Delta\sigma_{zz} \cdot a' \tag{Gl. 6-1}$$

Als Lastglocke wird dabei nur der Abschnitt der Differenzlast in der Nähe des Abschlags betrachtet. Vor der Ortsbrust und über dem Spritzbeton entstehen lokale Zonen erhöhter und erniedrigter Spannungen, die als Teileinspannungsreaktion des gebetteten Trägers interpretiert werden. Die angesprochenen Spannungserhöhungen bzw. Teileinspannungsreaktionen sind abhängig von der Steifigkeit des Rohrschirms (vgl. Abbildungen 3 und 5 Anlage 10).

Für die drei Bodenvergleichsgruppen ergeben sich aus den Spannungsdifferenzen der Elemente folgende Lastbilder:

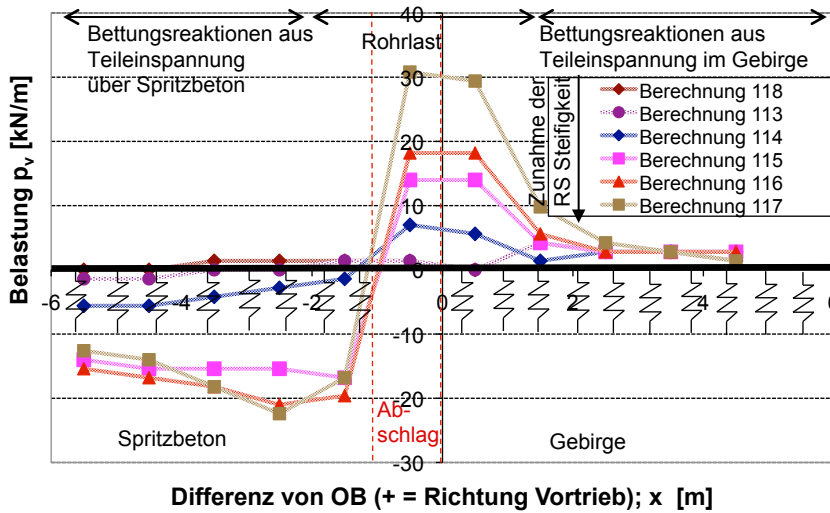


Abbildung 6.3: Rohrlast p_v [kN/m] für BVG 1, Ber. Nr. 113 – 117, QS2, $h_{\dot{u}} = 23$ m

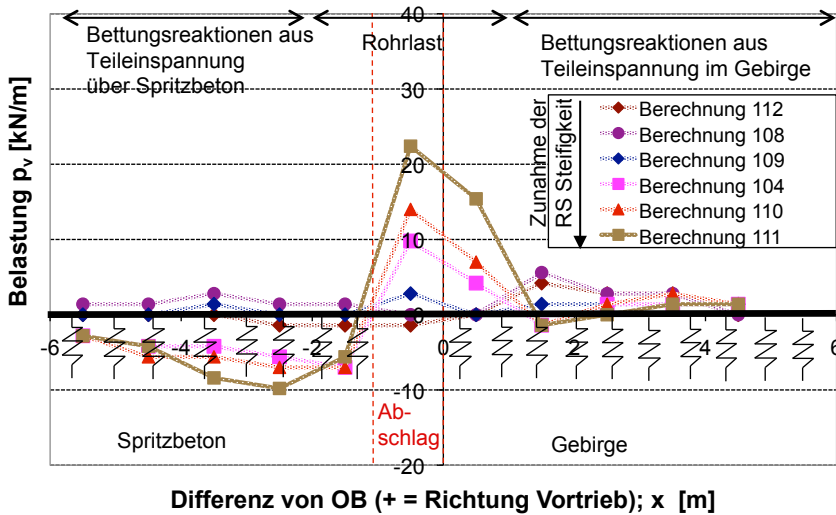


Abbildung 6.4: Rohrlast p_v [kN/m] für BVG 2, Ber. Nr. 108 – 112, QS2, $h_{\dot{u}} = 23$ m

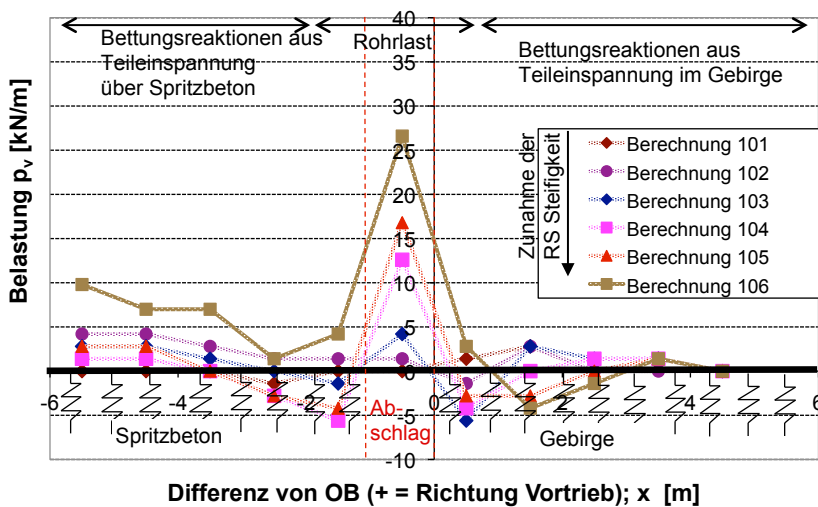


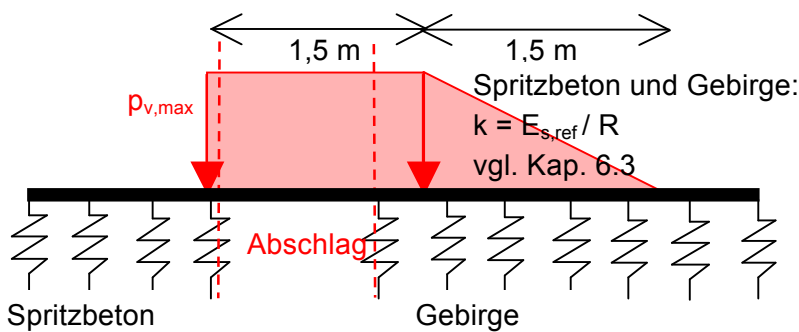
Abbildung 6.5: Rohrlast p_v [kN/m] für BVG 3, Ber. Nr. 101 – 106, QS2, $h_{\dot{u}} = 23$ m

Die auf diese Weise ermittelten Rohrbelastungen sind wesentlich kleiner als Auflasten, die mit gebräuchlichen Methoden, wie z.B. der von Terzaghi bzw. Houska formulierten Abschätzung aufgrund der Silotheorie (vgl. z.B. SKRIPTUM TUNNELBAU (2008), S.3.6 ff.) erzielt werden [abhängig von Überlagerungshöhe, Bodenvergleichsgruppe und Rohrsteifigkeit ergibt sich etwa ¼-tel der nach Houska ermittelten Belastung]. Die in Abbildung 6.3 bis 6.5 dargestellten Verläufe werden als geometrisch vereinfachte Lasten auf ein elastisch gebettetes Rohr aufgebracht. Hieraus werden folgende prinzipielle Lastfiguren für die 3 Bodenvergleichsgruppen abstrahiert:

Modell 2.1-2.3:

Elastisch gebetteter Träger mit konstanter Bettung und an die Bodenvergleichsgruppe angepasster Lastfigur

6.2.1.1.1



[Definition der Bodenvergleichsgruppen (BVG 1 - 3) s. Kap. 3.7.1]

Abbildung 6.6: Modell 2.1 - prinzipielle Lastfigur für BVG 1

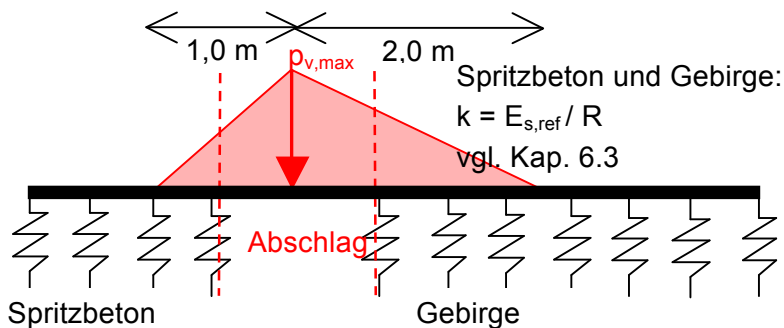


Abbildung 6.7: Modell 2.2 - prinzipielle Lastfigur für BVG 2

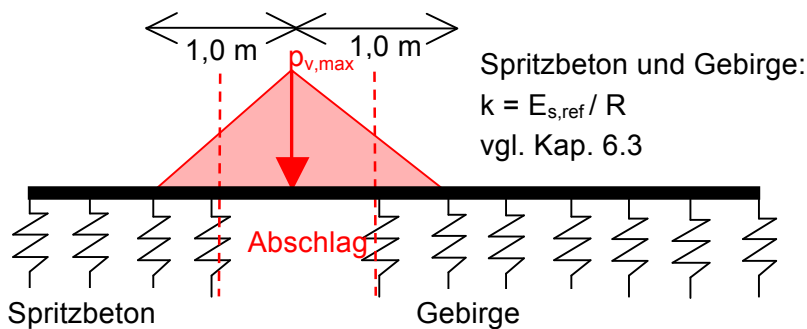


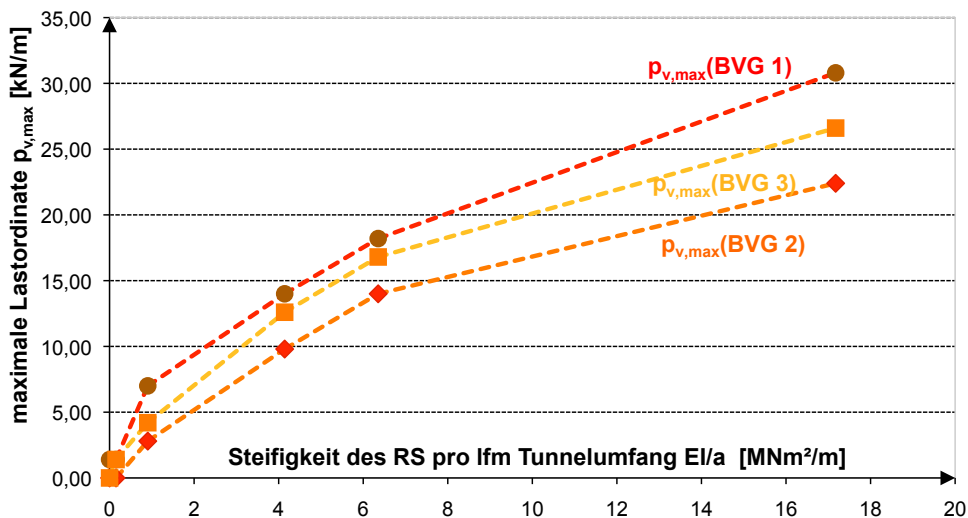
Abbildung 6.8: Modell 2.3 - prinzipielle Lastfigur für BVG 3

Die zu jeder Lastfigur zugehörige maximale Lastordinate $p_{v,max}$ wird aus den Abbildungen 6.3 bis 6.5 abgeleitet.

In untenstehendem Diagramm (Abbildung 6.9) ist die maximale Lastordinate des Modells 2.1-2.3 über der Steifigkeit des Rohrschirms abgetragen.

Deutlich zu erkennen ist, dass die maximalen Lastordinaten der steiferen Bodengruppe BVG 3 über der von Bodenvergleichsgruppe 2 liegen. Beachtet werden muss aber, dass die Lastflächen (Integral der Lastfunktion) der BVG 2 mit einem Wert von $1,5 \text{ m} \cdot p_{v,\max}$ größer ist als diejenige des BVG 3 mit einer Ordinate von $1,0 \text{ m} \cdot p_{v,\max}$.

Bei BVG1 ist sowohl die maximale Ordinate als auch die Lastfläche mit $2,25 \text{ m} \cdot p_{v,\max}$ größer als bei BVG 2 und BVG 3.



[Definition der Bodenvergleichsgruppen (BVG 1 - 3) s. Kap. 3.7.1]

Abbildung 6.9: Maximale Lastordinate in Abhängigkeit von der Steifigkeit des Rohrschirms

Es sollen die sich ergebenden Momente des LF18 (wo bei den meisten Berechnungen das absolute Maximum der Biegebelastung im Schirm erreicht ist) mit denjenigen der FE-Berechnung verglichen werden. Zunächst muss jedoch ein Ansatz für die Bettung des Rohres gefunden werden.

6.3 Bettung der Rohrschirmelemente

Die Spannungsverteilung der Rohrschirmelemente zeigt in der Nähe des Abschlags starke Schwankungen. Auch ist die Auslesegenauigkeit der Bodenspannungen auf 10 kN/m^2 begrenzt. Es ist deshalb schwierig, aus Auflast und Verformung einen numerisch stabilen Bettungsmodul für die Rohrschirme nahe des Abschlags abzuleiten.

Günstiger stellen sich die Verhältnisse am Beginn des Rohrschirmes dar. Hier ändert sich die Spannung nur geringfügig, nachdem die Ortsbrust einen Abstand von etwa 3 m zum betrachteten Punkt einhält. Es wird für die 3 Bodenvergleichsgruppen (bei gleichbleibender Überdeckung von 23 m, dem Tunnelquerschnitt QS2 und Rohren d_N 88 mm) eine elastische Bettungsmodul der Rohre abgeschätzt.

Benötigt werden hierzu Verformungen und Bettungsspannungen, um nach dem Hook'schen Gesetz die elastische Federkonstante als

$$k = \sigma_{zz} / u_z \text{ [kN/m}^3\text{]} \tag{Gl. 6-2}$$

ableiten zu können. Als Verformungen u_z werden die Differenzverformungen am Beginn des Rohrschirms verwendet, die ab Beginn des Aushubs unter dem betrachteten Schirm entstanden sind.

In Kapitel 6.2 wurde gezeigt, dass insbesondere die Spannung der unter dem Schirm sitzenden Gebirgselemente variiert – vor allem bei höheren Rohrschirmsteifigkeiten. Im Mittel über mehrere Elemente entsprechen sie jedoch (schon aus Gleichgewichtsgründen) den Auflasten, d.h. den Spannungen der darüberliegenden Elemente. Als Spannung σ_{zz} wird deshalb die „Rohrauflast“ (Spannung des oberhalb des Rohres liegenden Elements 393180 in Abb. 6.1) verwendet. Das Ergebnis ist in Abhängigkeit der Rohrschirmsteifigkeit in nachfolgendem Diagramm dargestellt.

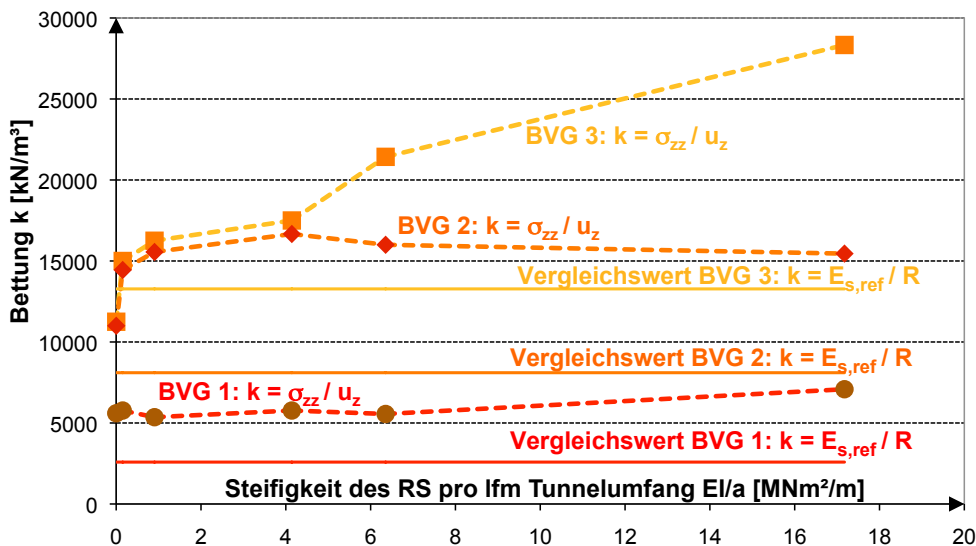


Abbildung 6.10: Ermittlung der Bettung aus der Verformung des Rohrschirms

Da die Verformung des Rohrschirms bei BVG 3 nur kleine Werte annimmt, ist hier die Fehleranfälligkeit des sich ergebenden Bettungswertes am höchsten.

Für fast alle Berechnungen liegt die ermittelte Federsteifigkeit deutlich höher als der Vergleichswert $E_{s,ref} / R$. Der Radius R wurde hierbei mit der halben Breite des Maulprofils zu 5,8 m angesetzt.

Die für das Feldmoment maßgebende Bettung liegt bei der Stelle der größten Stabkrümmung nahe dem Abschlag. Wegen der hier noch weichen Spritzbetonschale bzw. dem nicht ebenen Spannungs- und Verformungszustand des Gebirges nahe der Ortsbrust muss unterstellt werden, dass hier die Rohrschirmbettung wesentlich weicher ist.

Es wird deshalb für das Modell des elastisch gebetteten Trägers mit einer weicheren Bettung gerechnet als nach Auswertung der FE-Berechnungen möglich wäre: Der Vergleichswert $E_{s,ref} / R$ wird deshalb für die flächenhafte Bettung des Rohrschirms gewählt.

Um aus der flächenhaften Bettung auf die linienförmige Stützung der Rohre zu kommen, muss der bis dato betrachtete Bettungswert mit der Einflussbreite des Rohres multipliziert werden.

$$k = E_{s,ref} / R \cdot a' \text{ [kN/m}^2\text{]} \tag{Gl. 6-3}$$

mit:

- $E_{s,ref}$ Steifemodul des Bodens bei $p_{ref} = 100 \text{ kN/m}^2$ [kN/m³];
- R gemittelter Radius des Maulprofils – hier $R = B / 2 = 5,8 \text{ m}$
- a' Lasteinzugsbreite des Rohres – hier: $a' = 0,14 \text{ m}$ (s. vorher)

Für die 3 betrachteten Bodenvergleichsgruppen ergibt sich beim Querschnitt QS2 die Rohrbettung zu:

- $k(\text{BVG } 3) = 77000 / 5,8 \cdot 0,14 = 1859 \text{ [kN/m}^2\text{]}$
- $k(\text{BVG } 2) = 47000 / 5,8 \cdot 0,14 = 1134 \text{ [kN/m}^2\text{]}$
- $k(\text{BVG } 1) = 15000 / 5,8 \cdot 0,14 = 362 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

Für die anderen untersuchten Querschnitte QS1 und QS3 wird die Einflussbreite entsprechend der Skalierung des Tunnels erhöht bzw. erniedrigt.

6.4 Der Träger mit konstanter und abschnittsweise konstanter Bettung (Modell 2.1-2.3 und 2.1a-2.3a)

Lastordinate, Lastform und Bettung des elastisch gebetteten Trägers werden in den vorausgegangenen Kapiteln 6.1 bis 6.3 definiert.

Es erfolgt nun die Berechnung der Rohrschirmbiegemomente des elastisch gebetteten Trägers für den dritten Aushubschritt. Diese Berechnung wird für die bisher ermittelten Lastordinaten der Modellrechnungen 101 bis 118 durchgeführt.

Den Momentenverläufen der FE-Berechnung wird der Nachrechnung mit elastisch gebettetem Träger Modell 2.2 (s. Abb. 6.11, 6.12) gegenübergestellt.

Zusätzlich zur abgebildeten Gebirgslast wurde das Eigengewicht des Rohres angesetzt (nicht dargestellt in Abb. 6.11).

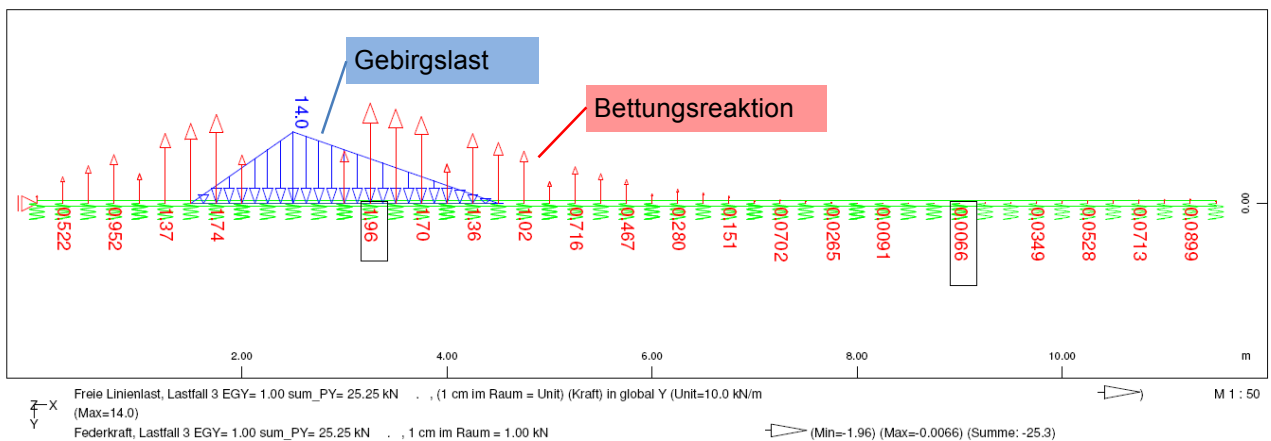


Abbildung 6.11: Modell 2.2 – Gebirgslast p_v [kN/m] für RS d_N 160 mm mit Bettungsreaktionen der Einzelfedern [kN]

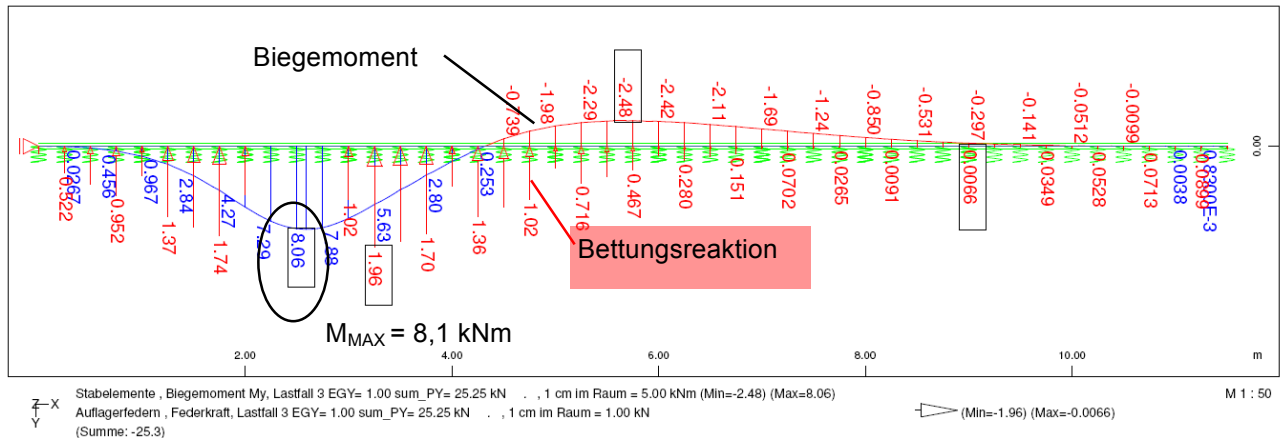


Abbildung 6.12: Modell 2.2 – Biegemomentenverlauf M_y [kNm] mit Federkräften [kN]

Nachstehend ist der Biegemomentenverlauf der zugehörigen FE-Berechnung Nr. 110 im betrachteten dritten Aushubschritt abgebildet. Dargestellt werden die ersten zwei firdnahen Rohre, welche die maßgebende Biegebelastung aufweisen:

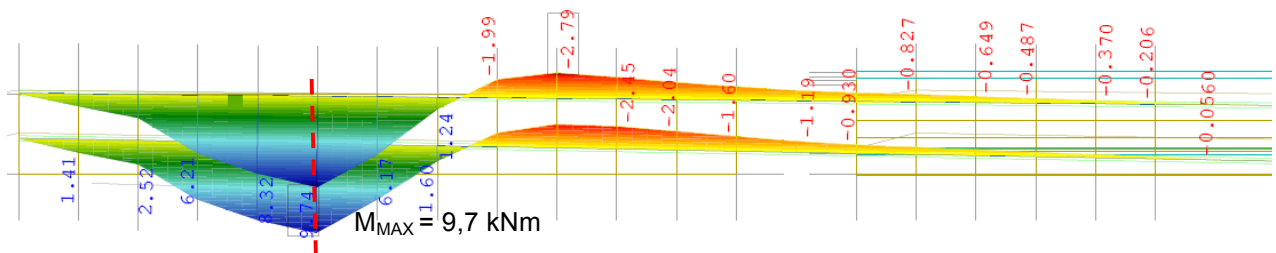


Abbildung 6.13: Biegemomentenverlauf M_y [kNm] der Firstrohre, LF18, Ber. Nr. 110

Der Biegemomentenverlauf des elastisch gebetteten Trägers zeigt eine gute Übereinstimmung mit dem Ergebnis der FE-Berechnung:

Feld- und Stützmoment stimmen auch bezüglich ihres Verlaufs und ihres Betrag gut überein; der relative Fehler der Berechnung beträgt etwa 20 %.

Für die bisher durchgeführten Berechnungen erfolgt ein quantitativer Vergleich des maximalen Biegemoments. Hierzu wird das maximale Feldmoment der Berechnungen am elastisch gebetteten Träger mit dem des zugehörigen Aushublastfalls LF18 der jeweiligen FE-Berechnung verglichen.

Der mittlere absolute Prognosefehler (MAE) der getesteten Modelle kann zu 1,28 kNm berechnet werden. Im Vergleich zu den in Kapitel 4.10 getesteten Modellen erscheint dies gering.

Die Abweichung der Berechnungsmodelle zum Ergebnis der FE-Berechnung wird als Quantil-Quantil-Plot dargestellt (vgl. Kapitel 5). Auf der x-Achse wird das Berechnungsergebnis des elastisch gebetteten Trägers abgetragen, auf der y-Achse das Ergebnis der FE-Berechnung.

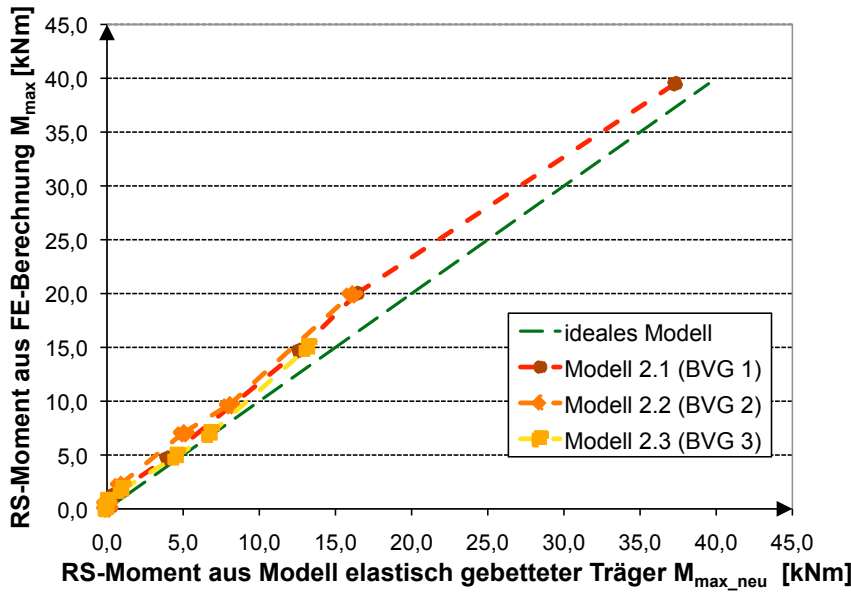


Abbildung 6.14: Q-Q-Plot zur Abweichung der Ergebnisse von Modell 2.1-2.3 zu dem FE-Modell

Der Q-Q-Plot zeigt deutlich, wie sich die Modellergebnisse an der Winkelhalbierenden orientieren. Die entwickelten Modelle erweisen sich folglich prinzipiell geeignet, das Feldmoment der FE-Berechnung abzuschätzen.

Die größte Anzahl der ermittelten Punkte liegt oberhalb der Winkelhalbierenden. Das bedeutet, dass die Berechnungen am elastisch gebetteten Träger eher zu geringe Rohrschirmmomente erzeugen. Um diesem Manko zu begegnen, wird ein zweites Modell zum elastisch gebetteten Träger betrachtet, bei dem die Bettung im Bereich von 1 m um den Abschlag auf 30 % von $E_{s,ref} / R$ abgemindert wird.

Modell 2.1a-2.3a:

Elastisch gebetteter Träger mit gestaffelter Bettung und an die Bodengruppe angepasster Lastfigur

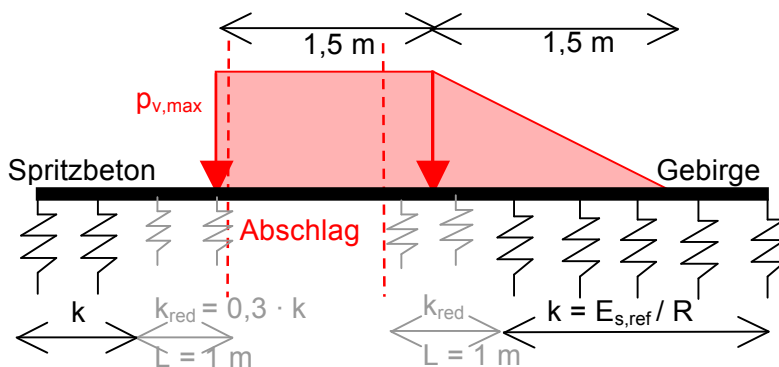


Abbildung 6.15: Modell 2.1a - prinzipielle Lastfigur für BVG 1

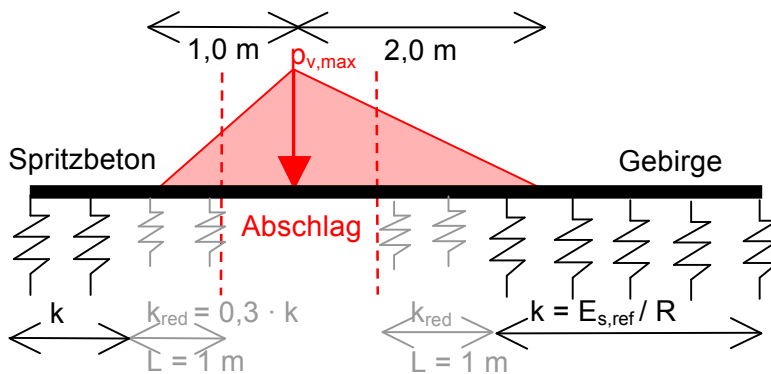


Abbildung 6.16: Modell 2.2a - prinzipielle Lastfigur für BVG 2

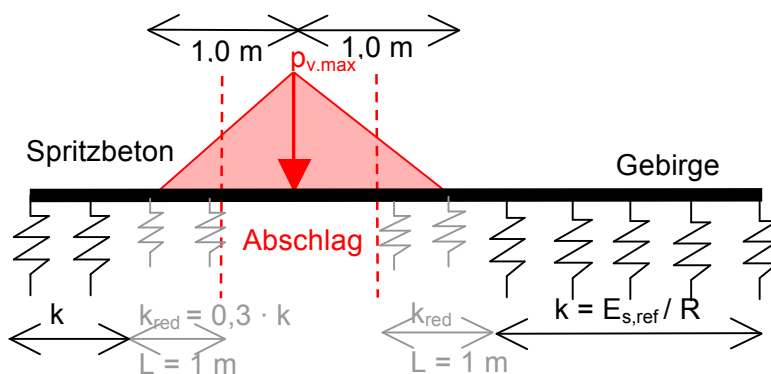


Abbildung 6.17: Modell 2.3a - prinzipielle Lastfigur für BVG 3

Mit beiden Modellen (Modell 2.1-2.3 mit konstanter Bettung und Modell 2.1a-2.3a mit gestaffelter Bettung) werden die Bedingungen der FE-Berechnungen 101 bis 192 simuliert.

Hierzu muss die maximale Rohrschirmlast $p_{v,max}$ in Abhängigkeit von den variierten Parametern (Überlagerungshöhe, Steifigkeit von Gebirge und Rohrschirm, Querschnitt des Tunnels, Wichte des Gebirges) ausgedrückt werden. Die FE-Berechnungen 101 bis 192 werden hierzu analysiert. Die entsprechenden Daten sind in Anlage 6 dokumentiert und in Anlage 10 ausgewertet.

Ähnlich wie in Kapitel 5 wird die Rohrschirmlast in Abhängigkeit von der Überdeckung für die 3 Bodengruppen und Querschnittsgrößen angegeben. Über Multiplikatoren kann die Last an die Variationsparameter angepasst werden (vgl. Anlage 10 S. A10-7 ff.).

$$p_{v,max} = p_{v,max,ROH} \cdot f(\gamma) \cdot f(E_s) \cdot f(EI) \quad [\text{kN/m}] \quad (\text{Gl. 6-4})$$

Hierbei gehen als Multiplikatoren folgende Größen mit Korrekturbeiwerten ein:

- Die Wichte des Gebirges $f(\gamma)$ - in guter Näherung durch den Term $f(\gamma) = \gamma / (19 \text{ kN/m}^3)$ ersetzbar (vgl. Anlage 10 Abb. 16),
- der Steifemodul des Gebirges $f(E_s)$ (vgl. Anlage 10 Abb. 17) und
- die Steifigkeit des Rohrschirms $f(EI)$ (vgl. Anlage 10 Abb. 18).

Der „Rohwert“ der Last $p_{v,MAX,ROH}$ kann in Abhängigkeit von der Bodenvergleichsgruppe und der Querschnittsgröße den Abbildungen 13 bis 15 der Anlage 10 entnommen werden.

Ein Vergleich der Diagramme in den Abbildungen 13 bis 18 Anlage 10 mit denjenigen des Prognosemodells 1 in Kapitel 5 zeigt, dass die eingehenden Daten wesentlich größere Streubreiten haben. Zusammenhängende Kurven können großteils nicht aus den Rohdaten erstellt werden. Stattdessen werden Regressionsfunktionen verwendet, um zwischen den Daten interpolieren zu können, ohne dass sich unsinnige Sprünge ergeben.

Diese vergleichsweise hohe Streubreite der Daten wird zumindest zum Teil auf die beschränkte Auslesegenauigkeit der Gebirgsspannungen von 10 kN/m^2 zurückgeführt. Ein weiterer Grund für die beschriebenen Ungenauigkeiten kann darin begründet sein, dass beim vorgestellten Vorgehen die Belastungsform der Rohlast (Modell 2.1-2.3 / 2.1a-2.3a) trotz sich ändernder Gebirgsparameter als konstant vorausgesetzt wird. Hierbei handelt es sich um eine Vereinfachung. Der Aufwand, für alle untersuchten Gebirgsparameter eigene Belastungsformen zu extrahieren, wäre allerdings enorm.

So ist es u.a. für den Wertebereich der Bodenvergleichsgruppe 2 im Diagramm $f(\gamma)$ in Abbildung 16 Anlage 10 nicht möglich, eine sinnvolle Ausgleichsgerade zu finden. Stattdessen werden die Werte des Diagramms $f(\gamma)$ für das maximale Biegemoment aus Kapitel 5 verwendet (grau in Abbildung 16 Anlage 10 dargestellt).

Um die Verwendbarkeit der Modelle zu überprüfen, werden die gewonnenen Ergebnisse des maximalen Biegemoments (Feldmoment) denen der jeweiligen FE-Berechnung gegenübergestellt. Für die Berechnungen am elastisch gebetteten Träger nach Modell 2.1-2.3 bzw. Modell 2.1a-2.3a werden bei Bestimmung der Lasten die angegebenen Interpolationsfunktionen verwendet.

Nachstehend sind die Berechnungsergebnisse des Modells des elastisch gebetteten Trägers denen des FE-Modells in der Form eines Quantil-Quantil-Plot gegenübergestellt. Je näher die Punkte an der Winkelhalbierenden orientiert sind, desto besser ist das Modell elastisch gebetteter Träger dazu geeignet, die Ergebnisse des FE-Modells zu reproduzieren. Insgesamt 88 Berechnungen werden hierzu ausgewertet.

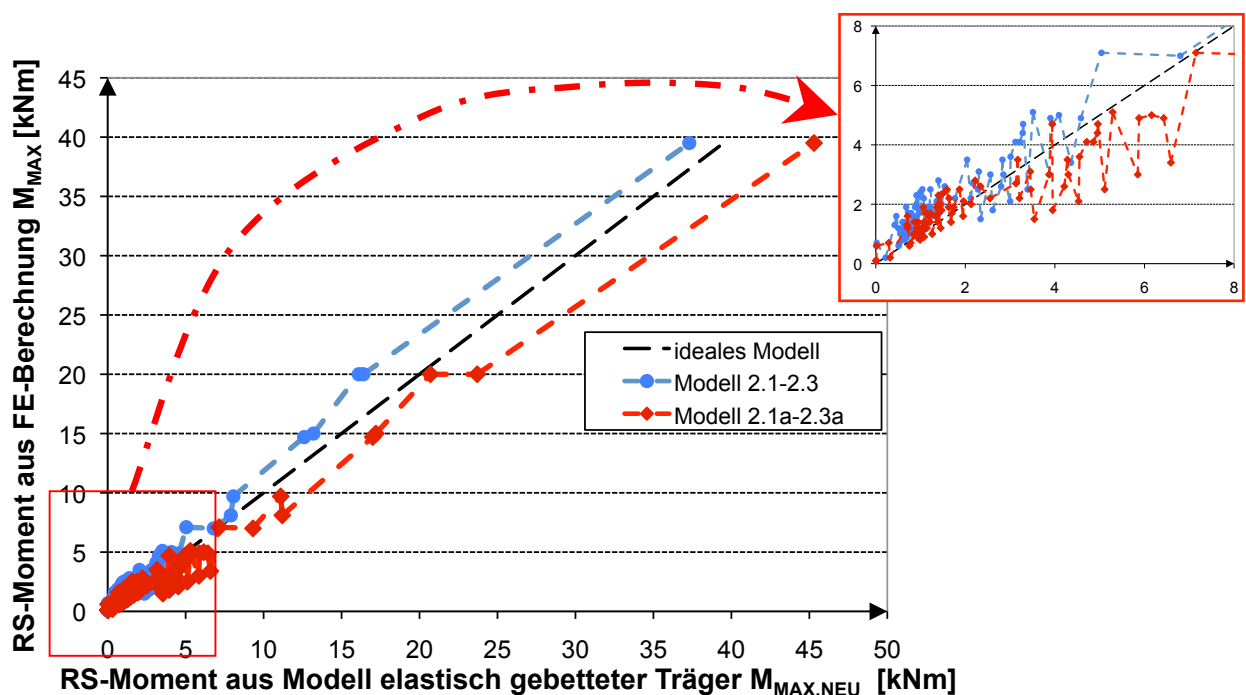


Abbildung 6.18: Q-Q-Plot - FE-Berechnung zu Modelle 2.1-2.3 und 2.1a-2.3a

Deutlich zu sehen ist, dass die Versuchsergebnisse beider Modelle des elastisch gebetteten Trägers an der Winkelhalbierenden orientiert sind.

Offensichtlich sind die gewählten Modelle also in der Lage, das zu erwartende Feldmoment der Schirmrohre zu reproduzieren (sofern die Ergebnisse der FE-Berechnung als zutreffend vorausgesetzt werden können).

Während bei Modell 2.1-2.3 fast alle Punkte oberhalb der Winkelhalbierenden liegen, befindet sich ein Großteil der Versuchsergebnisse von Modell 2.1a-2.3a unterhalb der Winkelhalbierenden.

Punkte oberhalb der Winkelhalbierenden bedeuten, dass der elastisch gebettete Träger geringere Beträge für das Feldmoment ergibt als die FE-Berechnung.

Punkte unterhalb der Winkelhalbierenden zeigen, dass das Modell des elastisch gebetteten Trägers größere Werte für das Feldmoment erzeugt als die FE-Berechnung.

Ab einem Momentenbetrag von etwa 4 kNm liegen beinahe alle Ergebnisse von Modell 2.1a-2.3a unterhalb der Winkelhalbierenden, d.h. die Berechnungsergebnisse liegen zu weit auf der „sicheren Seite“. Dies betrifft vor allem Berechnungen mit Rohren größer oder gleich d_N 160 mm. Hier könnte das Modell 2.1a-2.3a noch verbessert werden, indem die Reduzierung der Bettungssteifigkeit nur auf 50 % von $E_{s,ref} / R$ begrenzt wird. Zumindest die Kurve der Bodenvergleichsgruppe 3 zeigt auch bei der Auswertung der Bettungssteifigkeiten einen Anstieg proportional zur Steifigkeit des Rohrschirms (vgl. Abb. 6.10).

Der Fehler der Modelle 2.1-2.3 und 2.1a-2.3a wird über den Crossvalidation-Test quantifiziert (vgl. Kapitel 5). Hierzu wird der relative Fehler als Abweichung des Ergebnisses der FE-Berechnung zum Moment des betrachteten Modells ermittelt. Die Differenz der Werte wird mit dem Ergebnis des Modells des elastisch gebetteten Trägers normiert. Der relative Fehler ist gerichtet:

Positive Werte bedeuten, dass das Ergebnis der FE-Berechnung größer ist als das Ergebnis des des betrachteten Ersatzmodells.

Für alle Berechnungen werden die Fehler der Größe nach sortiert und die zugehörige Unterschreitungswahrscheinlichkeit (Plottingposition nach Weibull) aus dem Rang des relativen Fehlers ermittelt (vgl. auch Kapitel 5). Die Auswertung erfolgt in Anlage 7.

Tabelle 6.1: Berechnungsparameter beim gewählten Ansatz der Kreuzvalidierung

Größe	Formelzeichen, Berechnung
Ergebnis der FE-Berechnung	M_j [kNm/m]
Ergebnis Modell 2.1-2.3 bzw. 2.1a-2.3a	$M_{j,neu}$ [kNm/m]
absoluter Fehler	$e_j = M_j - M_{j,neu}$ [kNm/m]
relativer Fehler	$r_j = e_j / M_{j,neu}$ [%]
Rang des Fehlers	i_j [-]
Plotting Position nach Weibull	$P_j = i_j / (1+n)$ [-], für n = Anzahl der gewerteten Versuche

Ein Modellsicherheitsbeiwert kann ermittelt werden. Hierzu wird gefordert, dass das Modellergebnis zu 95 % Wahrscheinlichkeit über dem Ergebnis der FE-Berechnung liegt. Aus der geforderten Plottingposition (0,95) kann der Rang des gesuchten relativen Fehlers ($i_{95\%}$) berechnet werden. Der gesuchte relative Fehler $r(i_{95\%})$ kann aus dem Diagramm in Abbildung 6.19 oder in den Tabellen in Anlage 7 abgelesen werden.

Der einzuhaltende Sicherheitsbeiwert ergibt sich dann wie folgt:

$$\gamma_{\text{Modell}} = 1 + r(i_{95\%}) \tag{Gl. 6-5}$$

Das charakteristische Biegemoment damit wie folgt berechnet werden:

$$M_k = \gamma_{\text{Modell}} \cdot M(\text{Modell 2.1-2.3, Modell 2.1a-2.3a}) \tag{Gl. 6-6}$$

Für die beiden Modelle ergeben sich nach obigem Vorgehen folgende Modellsicherheitsbeiwerte entsprechend Abbildung 6.19:

Tabelle 6.2: Modellsicherheitsbeiwerte für Prognosemodell 2

Modell	Modellsicherheitsbeiwert
2.1-2.3	$\gamma_{\text{Modell}} = 2,53$
2.1a-2.3a	$\gamma_{\text{Modell}} = 1,79$

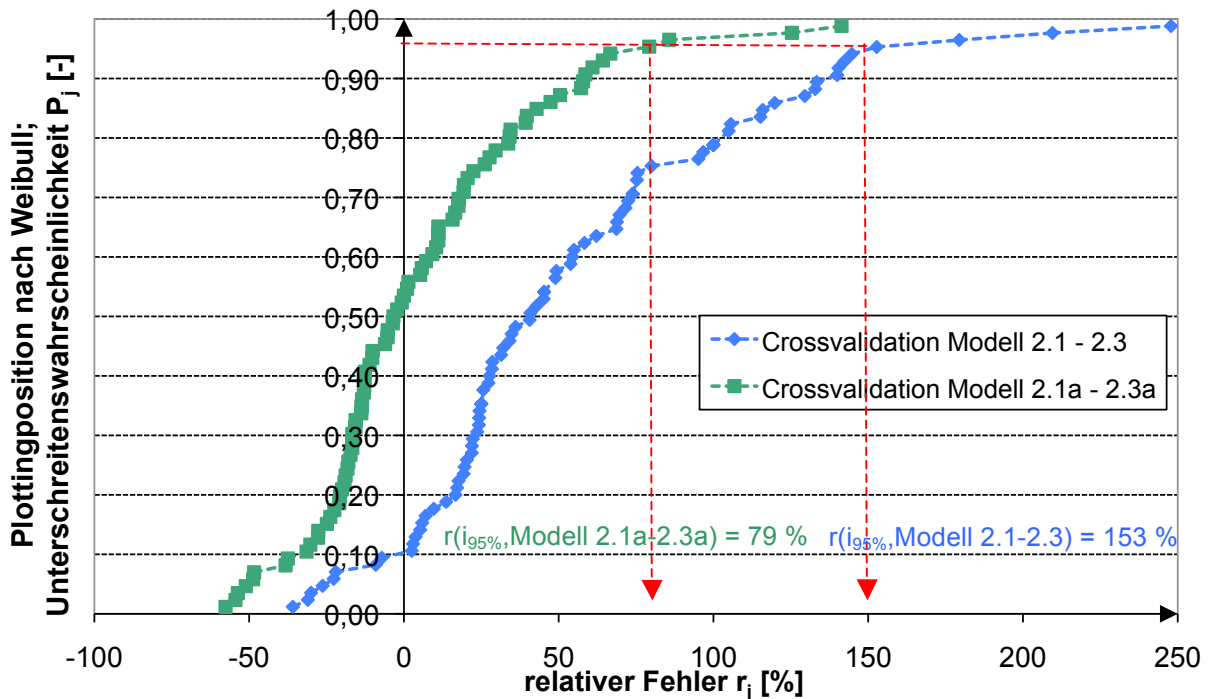


Abbildung 6.19: Ergebnisse des Crossvalidation Tests für die Modell 2.1-2.3 und 2.1a-2.3a

Das Modell 2.1a-2.3a zeigt deutlich geringere Abweichungen zum Ergebnis der FE-Berechnung als Modell 2.1-2.3. Wie bereits beschrieben, erscheint es für steife Rohre $d_N > 160$ mm jedoch sinnvoll, den Wert der reduzierten Bettung k_{red} auf 50 % von k zu erhöhen.

Bei obiger Auswertung mussten die Berechnungsergebnisse für Rohrschirme mit Durchmesser $d_N \leq 60$ mm für die Bodenvergleichsgruppe 2 und 3 aus der Wertung genommen werden, weil die geringen Momente (in der Größenordnung von etwa 0,2 kNm) sehr empfindlich auf Abweichungen reagieren.

Für die Dimensionierung von Schirmen geringer Steifigkeit (IBO's ohne mitwirkenden Zementstein) kann deshalb nur auf das in Kapitel 5 angegebenen Prognosemodell 1 zurückgegriffen werden.

6.5 Der kontinuierlich gebettete Träger mit Einzellast (Modell 2.1b-2.3b)

Die bisher getesteten beiden Ersatzmodelle, Modell 2.1-2.3 und Modell 2.1a-2.3a haben den Nachteil, dass die Auswertung eine Berechnung mit einem Stabwerks- oder FE-Programm erfordert. Deutlich weniger Aufwand würde es bedeuten, wenn elektronische Berechnungen entfallen könnten. Zu diesem Zweck soll deshalb der kontinuierlich elastisch gebettete, unendlich lange Träger auf Eignung als Prognosemodell getestet werden (Modell 2.1b-2.3b).

Der unendlich lange elastisch gebettete Träger liefert unter Einzellast eine Momentenfigur, die näherungsweise dem Biegemoment eines Rohrschirms beim Tunnelvortrieb entspricht:

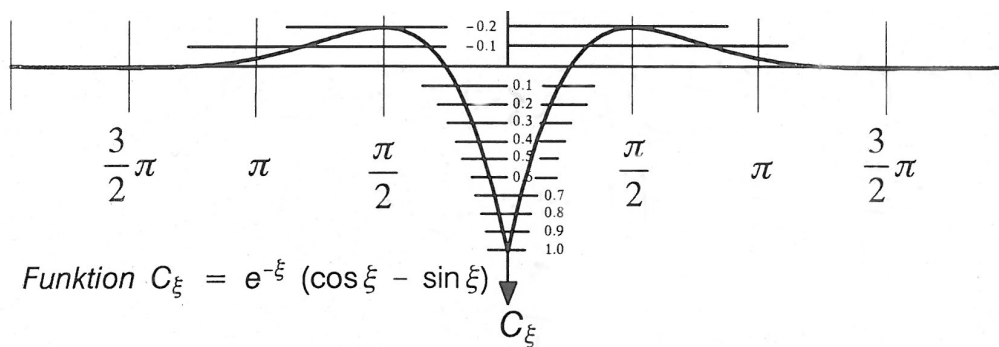


Abbildung 6.20: Normierter Momentenverlauf des unendlich langen und kontinuierlich elastisch gebetteten Trägers unter Einzellast (s. SCHIKORA (1997), S. E5)

Die maximale Ordinate ergibt sich bei $\xi = 0$ zu (vgl. z.B. SCHIKORA (1997), S. E6):

$$M_{\text{MAX}} = \frac{P_0 \cdot L}{4} \tag{Gl. 6-7}$$

mit: $L = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot EI}{k}}$; $\left[\xi = \frac{x}{L} \right]$

Die charakteristische Länge L kann recht einfach aus der Biegesteifigkeit des Trägers bzw. Rohres (EI) und dem Bettungsmodul k ermittelt werden. Der Momentenverlauf M(xi) (s. Abbildung 6.20) und auch die Kurve der Durchbiegung w(xi) erreichen eine bleibende „0“-Ordinate, etwa ab $\xi = 1,5 \cdot \pi$. Um die Voraussetzung des unendlich langen, elastisch gebetteten Trägers in guter Näherung zu erfüllen, muss also die Länge l des Rohres größer als

$$L_{\text{MIN}} = 2 \cdot 1,5 \cdot \pi \cdot L \approx 9,43 \cdot \sqrt[4]{\frac{4 \cdot EI}{k}} \tag{Gl. 6-8}$$

sein.

Je nach Abstand der Rohre (d.h. je nach Tunnelquerschnitt) und Bodenart wird diese Bedingung ab Rohren mit Durchmessern größer d_N 140 mm bis d_N 160 mm nicht mehr erfüllt.

Bereits hierdurch ergibt sich ein (systematischer) Fehler im betrachteten Prognosemodell 2.

Darüber hinaus besteht ein weiterer systemischer Fehler natürlich darin, dass das Rohr über dem Bereich des Abschlags nicht gebettet ist.

Benötigt wird zur Berechnung des maximalen Biegemoments noch die Größe der Einzellast P_0 .

Als Modell 2.1b-2.3b soll diese durch Integration der verteilten Last nach Modell 2.1-2.3 ermittelt werden. Die Bettung des Trägers wird, wie vorher auch, aus dem Quotienten des Steifemoduls $E_{s,ref}$ und dem Radius ermittelt.

Modell 2.1b-2.3b:

Elastisch gebetteter Träger mit konstanter, durchgängiger Bettung und Einzellast, gewonnen aus Integration der verteilten Last von Modell 2.1-2.3

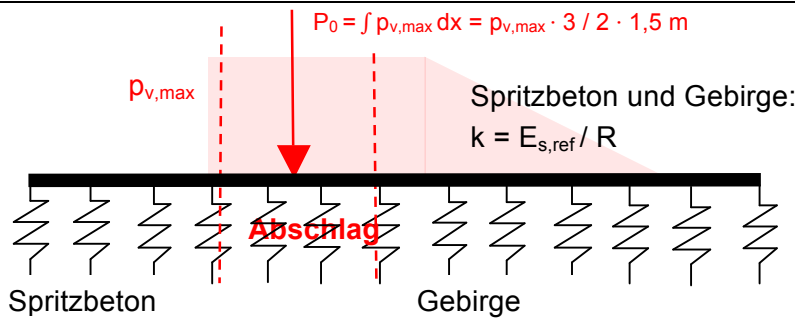


Abbildung 6.21: Modell 2.1b – Ermittlung von P_0 aus Modell 2.1

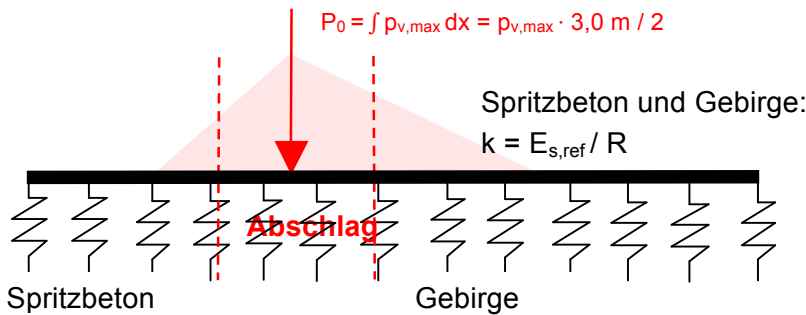


Abbildung 6.22: Modell 2.2b – Ermittlung von P_0 aus Modell 2.2

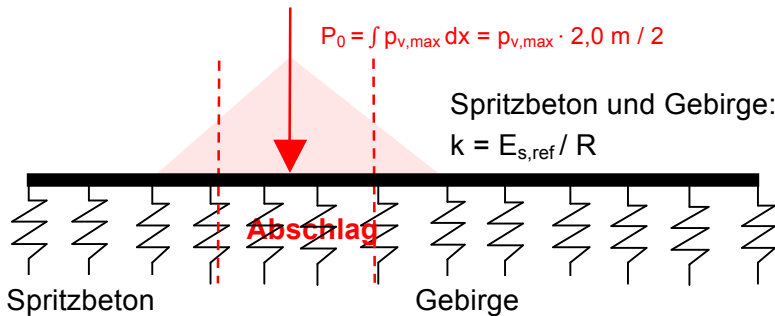


Abbildung 6.23: Modell 2.3b – Ermittlung von P_0 aus Modell 2.3

Die Maximalwerte der Lastfunktion können nach Gleichung Gl. 6-4 mit den Abbildungen 13 bis 18 der Anlage 10 abgeschätzt werden.

Um die Aussagekraft des Modells 2.1b-2.3b zu untersuchen, wird das maximale Biegemoment nach Gleichung Gl. 6-7 mit dem Ergebnis von 91 FE-Berechnungen im Crossvalidation-Test verglichen. Wieder zeigt sich, dass (wegen der kleinen Beträge der Biegemomente) Rohre und IBO's mit Durchmessern $d_N \leq 60$ mm große relative Abweichungen zum Ergebnis der FE-Berechnung haben. Entsprechende Versuche wurden nicht gewertet; das Modell scheint nicht geeignet, die Biegebelastung von entsprechend dünnen Rohren / IBO's abzuschätzen.

Der Q-Q-Plot zeigt die generelle Eignung des Modells, denn die Ergebnisse orientieren sich entlang der Winkelhalbierenden:

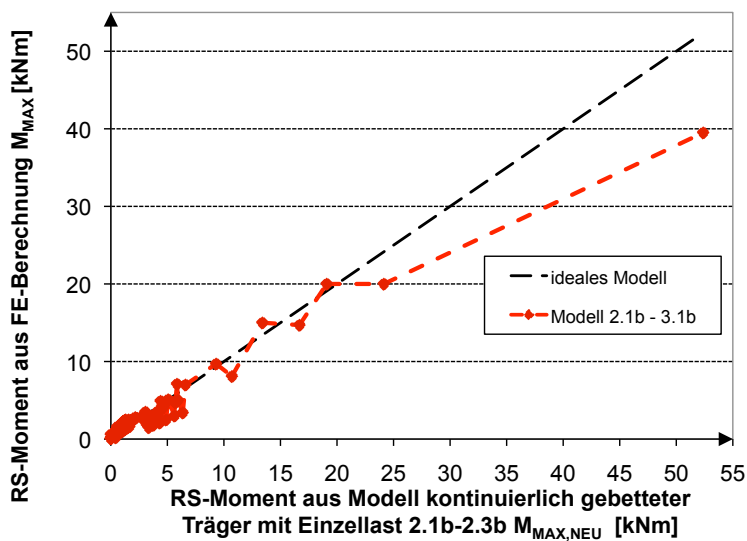


Abbildung 6.24: Q-Q-Plot - Modell 2.1b-2.3b zu FE-Berechnung

Mit Hilfe der Plottingposition nach Weibull wird nach Durchführung des Crossvalidation-Tests der erforderliche Modellsicherheitsbeiwert ermittelt:

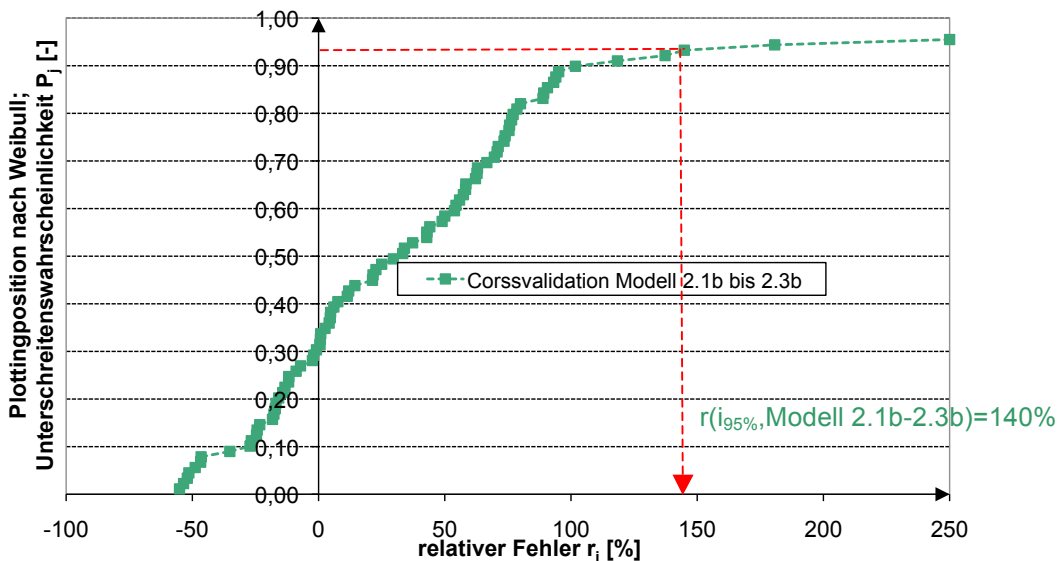


Abbildung 6.25: Ergebnisse des Crossvalidation Tests für Modell 2.1b-2.3b

Mit Gleichung Gl. 6-6 ergibt sich der erforderliche Sicherheitsbeiwert für eine Fehlerunterschreitung von 95 % zu:

$$\gamma_{\text{Modell 2.1b-2.3b}} = 1 + r(i_{95\%}) = 1 + 1,4 = 2,4$$

Modell 2.1b-2.3b liefert demzufolge geringfügig zuverlässigere Ergebnisse für das maximale Biegemoment, als das wesentlich aufwändigere Modell 2.1-2.3 mit einem Sicherheitsbeiwert von

$$\gamma_{\text{Modell 2.1-2.3}} = 2,53 \text{ (vgl. Tabelle 6.2).}$$

6.6 Bewertung der vorgestellten Ersatzmodelle

Die vorangegangenen Untersuchungen zum elastisch gebetteten Träger zeigen, dass dieser prinzipiell geeignet ist, um die Biegebelastung von Rohren mit Durchmessern $d_N > 60$ mm abzuschätzen.

Eine Auswertung von Ergebnissen unterschiedlicher Varianten des elastisch gebetteten Trägers zeigt jedoch, dass sich trotz einer durchgeführten Anpassung der Modelleingangsgrößen an das FE-Modell große Prognoseunterschiede zum gewonnenen Datenpool an Biegemomenten (aus der FE-Berechnung) ergeben.

Diese Prognoseunsicherheit muss mit einem hohen Modellsicherheitsbeiwert ausgeglichen werden.

Zusätzlich muss beachtet werden, dass keines der in diesem Kapitel vorgestellten Modelle eine Ermittlung der axialen Belastung des Rohres bzw. IBO's erlaubt. Der Anteil der Normalkraft an den Längsspannungen ist jedoch erheblich (s. Kapitel 5) und darf nicht vernachlässigt werden.

Der Vorteil des elastisch gebetteten Trägers liegt in der relativen Einfachheit und Variabilität. Unterschiedliche Lastformen und Auflagerbedingungen können simuliert werden. Mit geringem Aufwand lassen sich Szenarien abbilden, die nicht von den in Kapitel 5 vorgestellten Diagrammen abgedeckt werden: So kann zum Beispiel die Auswirkung einer lokalen Schwächezone des Gebirges auf die Biegebelastung des Rohrschirms untersucht werden.

7 Weitere Einflussfaktoren auf das Tragverhalten der Rohrschirme

Die bis dato durchgeführten Untersuchungen wurden mit bestimmten Randbedingungen vorgenommen, die als Voraussetzungen in den Kapiteln 1, 3 und 5 beschrieben wurden.

Mit dem folgenden Kapitel soll überprüft werden, welchen Einfluss einige der beschriebenen Modellvoraussetzungen auf das Tragverhalten der stabförmigen Schirme haben.

Aus den dafür durchgeführten numerischen Untersuchungen werden Einflussfaktoren abgeleitet, die als zusätzliche Korrekturfaktoren in die Gleichungen zur Ermittlung der Rohrschnittgrößen $M_{RS,k}$ und $N_{RS,k}$ (Gl. 5-1 Kapitel 5.2 und Gl. 5-2 Kapitel 5.3) eingehen können, sofern sich die entsprechende Randbedingung ändert.

7.1 Einfluss einer Überkonsolidation

Die stützende Wirkung eines auf Grund von Überkonsolidation erhöhten Seitendrucks auf die geschlossene Spritzbetonschale ist hinlänglich bekannt. Die betrachteten Schirme tragen jedoch - wie gezeigt - entlang der Tunnellängsrichtung. A priori ist deshalb nicht offensichtlich, inwiefern sich der Seitendruck auf die Schnittgrößen der Rohre auswirkt. Im Folgenden wird dies näher untersucht.

7.1.1 Berücksichtigung der Überkonsolidation im FE-Modell

PELZ, FILLIBECK & VOGT beschreiben am Beispiel des Münchner Tertiärs, dass eine exakte Berücksichtigung der prähistorischen Belastungs- und Entlastungsvorgänge im numerischen Modell nicht mit den üblicher Weise verfügbaren Stoffmodellen möglich ist (s. PELZ, FILLIBECK & VOGT (2009) Abschnitt 3.3).

Anstelle dessen wird von PELZ, FILLIBECK & VOGT folgendes Vorgehen empfohlen (vgl. PELZ, FILLIBECK & VOGT (2009), S. 24):

- Verzicht auf eine Berechnung der Vorbelastungsschritte;
- Berechnung des Primärzustandes mit Seitendruckbeiwert entsprechend der Überkonsolidation ($K_{0(OC-R)}$ – im Folgenden vereinfachend als „ K_{OCR} “ bezeichnet);
- Berechnung des Tunnelaushubs mit den Steifigkeitsparametern (μ , E_{ur} , $E_{s,ref}$) der Erstbelastung (Stoffmodell: Hardening Plasticity Soil).

Es werden acht FE-Berechnungen durchgeführt, um den Einfluss einer Überkonsolidation auf das Tragverhalten der Schirme abzuschätzen.

Die Berechnungen werden dabei entsprechend den oben wiedergegebenen Empfehlungen nach PELZ, FILLIBECK & VOGT (2009) durchgeführt. Bei gleichbleibenden restlichen Parametern (inkl. Querdehnzahl) wurde hierbei der Ruhedruckbeiwert (des Primärspannungszustands) variiert.

7.1.2 Auswirkung einer Überkonsolidation auf die Schirmsicherung

Eine eventuell vorhandene Überkonsolidation wirkt sich stützend auf das den Abschlag umgebende Gewölbe aus. So kommt es zu einer Verringerung der Belastung der Schirme.

Auf der anderen Seite verlagert sich mit zunehmendem Seitendruck der Ort der maßgebenden Schirmbelastung von der Firste hin zu den Ulmen.

Die Abwanderung des Maximums der Biegebelastung wird exemplarisch an zwei Berechnungen, die sich lediglich im angesetzten Seitendruckbeiwert unterscheiden, in den Abbildungen 7.1 und 7.2 dargestellt.

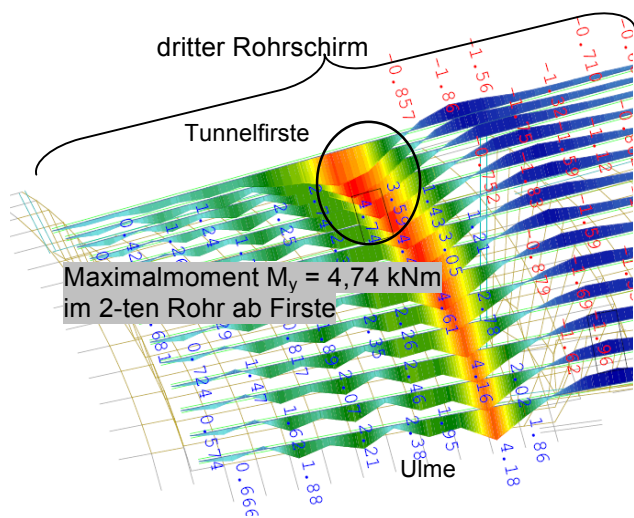


Abbildung 7.1: Abwicklung Rohrschirm mit Biegemoment M_y [kNm], Berechnung mit $K_0 = 0,58$, Berechnung 114, BVG 1, QS2, d_N 88 mm, LF20

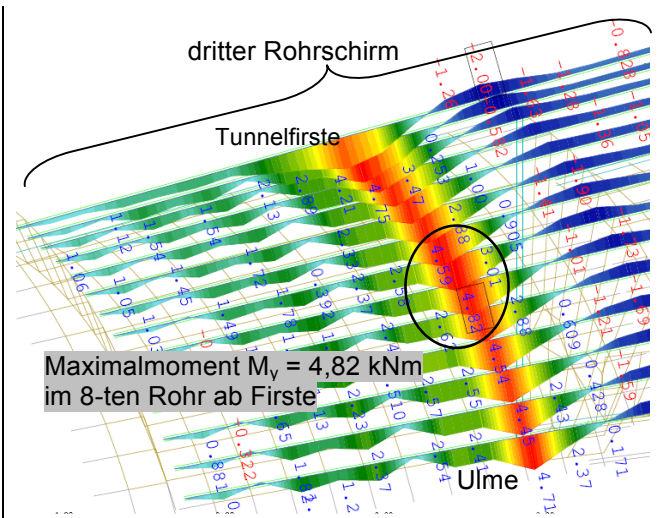


Abbildung 7.2: Abwicklung Rohrschirm mit Biegemoment M_y [kNm], Berechnung mit $K_{OCR} = 0,85$, Berechnung 201, BVG 1, QS2, d_N 88 mm, LF20

Durch Vergleich der Momentenmaxima bzw. Normalkraftminima der Variationsrechnung mit der entsprechenden Schnittgröße bei normalkonsolidierten Verhältnissen wird ein zusätzlicher Einflussfaktor für das Prognosemodell 1 gewonnen.

Die beiden Effekte (Zunahme der Biegemoments in der Ulme, Abnahme der Firstbelastung) zeigen sich in unten stehendem Diagramm, das den Einfluss des Seitendruckbeiwerts auf das maximale Biegemoment (Feldmoment) des Rohrschirms in Form des dimensionslosen Korrekturbeiwerts $f_M(K)$ wiedergibt.

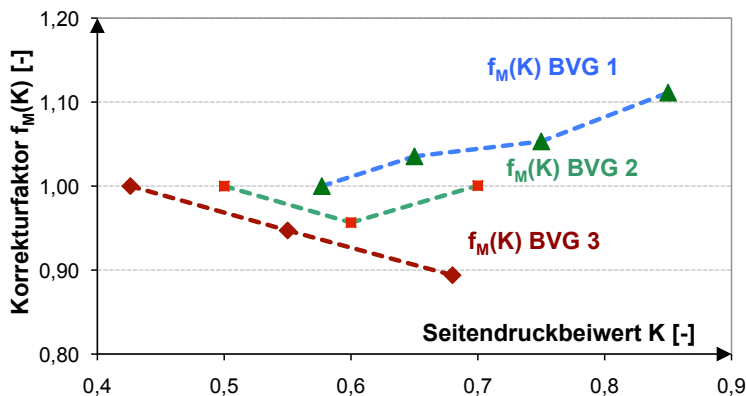


Abbildung 7.3: Korrekturbeiwert zur Berücksichtigung des Einflusses des Seitendruckbeiwerts auf das maximale Biegemoment (größtes Feldmoment)

Für die BVG 3 mit hohem E-Modul und hohem Reibungswinkel wirkt sich eine Erhöhung des Seitendrucks positiv, d.h. verringernd auf die zu erwartende Biegebelastung des Schirms aus.

Bei BVG 2 zeigt sich kaum eine nennenswerte Auswirkung.

Die Bodenvergleichsgruppe 1 mit geringen Steifigkeiten und Reibungswinkeln reagiert mit einer Zunahme des Biegemoments auf steigenden Seitendruckbeiwert. Hier wandert der Ort der maximalen RS-Belastung schon bei geringer Erhöhung des Seitendruckbeiwerts Richtung Ulme.

Der Einfluss der Überkonsolidation auf die betragsmäßig größte, im Rohrschirm auftretende Normalkraft (Druckkraft) zeigt für alle betrachteten Böden die gleiche Tendenz:

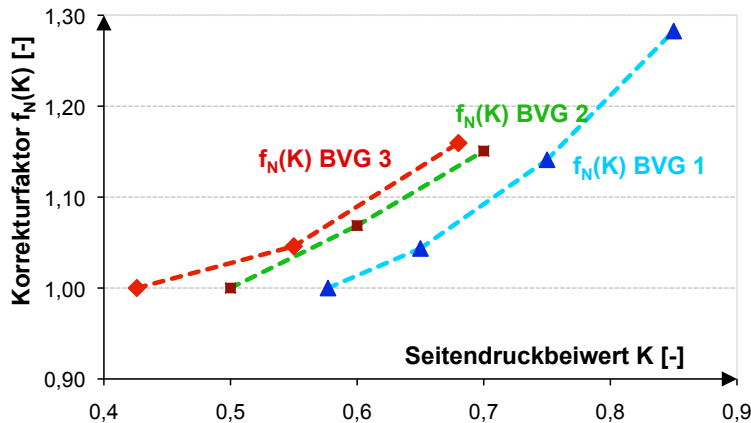


Abbildung 7.4: Korrekturbeiwert zur Berücksichtigung des Einflusses des Seitendruckbeiwerts auf die minimale Normalkraft (größte Druckkraft)

Die Normalkraft steigt mit zunehmendem Seitendruckbeiwert. Die Zunahme ist auf eine erhöhte Ausdehnung des Gebirges vor der Ortsbrust zurückzuführen. An den Rändern der Ortsbrust führt dies zu Zwangsspannungen im Rohrschirm.

Die Auswertung der Berechnung zeigt für die Anker der Ortsbrust ein vergleichbares Verhalten wie bei der Rohrschirmnormalkraft:

Mit zunehmendem Seitendruckbeiwert steigt die ermittelte Summe der Ortsbrustankerkräfte. Der Anstieg wird der erhöhten Dehnung des Gebirges vor der Ortsbrust zugeschrieben.

Die Verformungen von Rohrschirm und Oberfläche sind nur in geringem Umfang von einer möglichen Überkonsolidation des Bodens betroffen.

Für alle drei Bodenvergleichsgruppen zeigt sich insbesondere bei der Setzung der Oberfläche eine geringfügig stabilisierende Wirkung des Seitendrucks bis zu einem Seitendruckbeiwert von $K = 0,75$ (vgl. Abbildung 7.5 und 7.6).

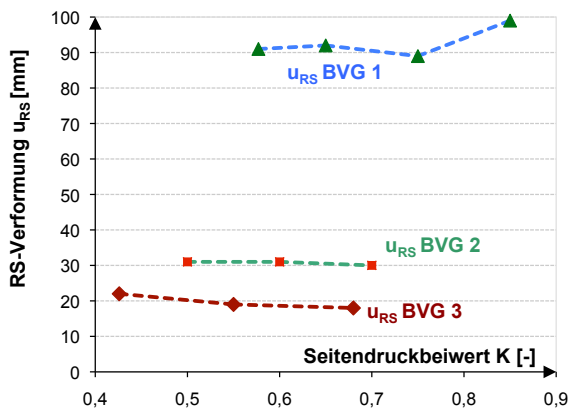


Abbildung 7.5: Verformung des Rohrschirms u_{RS} [mm] in Abhängigkeit des Seitendruckbeiwerts

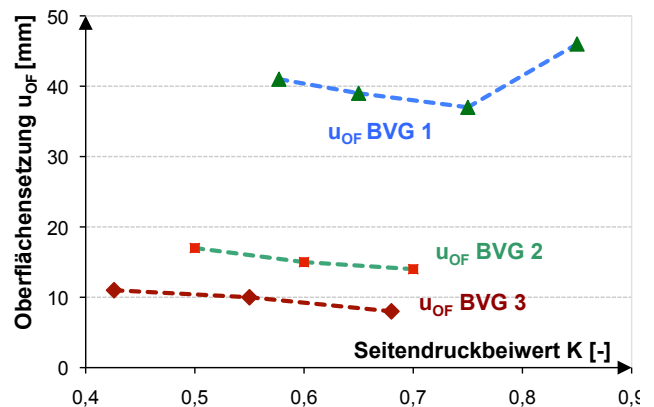


Abbildung 7.6: Setzung der Oberfläche u_{OF} [mm] in Abhängigkeit des Seitendruckbeiwerts

Für Bodenvergleichsgruppe 1 wurde darüber hinaus eine Berechnung mit einem Seitendruckverhältnis von 0,85 durchgeführt. Hier ergeben sich Oberflächensetzungen und Rohrschirmverformungen, die – entgegengesetzt zum vorher beschriebenen Trend – ca. 10 % höher sind als die Verformungen bei K_0 (ansteigender Ast der blauen Linie in obigen Diagrammen). Es wird unterstellt, dass dies auf die zunehmende Verformung der Ortsbrust zurückzuführen ist, welche entgegen der stützenden Wirkung des seitlich zum Tunnel wirkenden Horizontaldrucks dazu führt, dass sich das Widerlager des Schirms und damit der Schirm selbst senkt.

7.2 Variation der Abschlagslänge

Bis dato wurden alle Untersuchungen für Abschlagslängen von einem Meter durchgeführt. Üblicherweise werden die Spritzbetonvortriebe unter Rohrschirmen mit dieser oder geringfügig kleineren Abschlagslängen (z.B. 80 cm) aufgeföhren.

Größere Abschlagslängen sind denkbar. Die Stützmittel müssen dann allerdings auf die höheren zu erwartenden Lasten ausgelegt werden. Außerdem bleiben Bedenken bezüglich der Robustheit des Systems.

7.2.1 Durchgeführte Berechnungen

Für die Bodenvergleichsgruppen 1 und 2 werden zusätzliche Berechnungen durchgeführt, bei denen die Abschlagslänge unter dem dritten Rohrschirm variiert wird. Neben der bis dato untersuchten Abschlagslänge von 1,0 m werden ebensolche von 1,5 m und 2,0 m untersucht.

Alle Berechnungen erfolgen am Querschnitt QS2 bei Überdeckung von 23 m und Rohrschirmrohren d_N 88 mm.

Um den Einfluss der Abschlagslänge auf die Robustheit des Sicherungssystems abzuschätzen, werden zusätzliche FE-Berechnungen durchgeführt, bei denen eine 2 m breite Gebirgsscheibe im Bereich des dritten Schirms reduzierte Bodenkennwerte erhält:

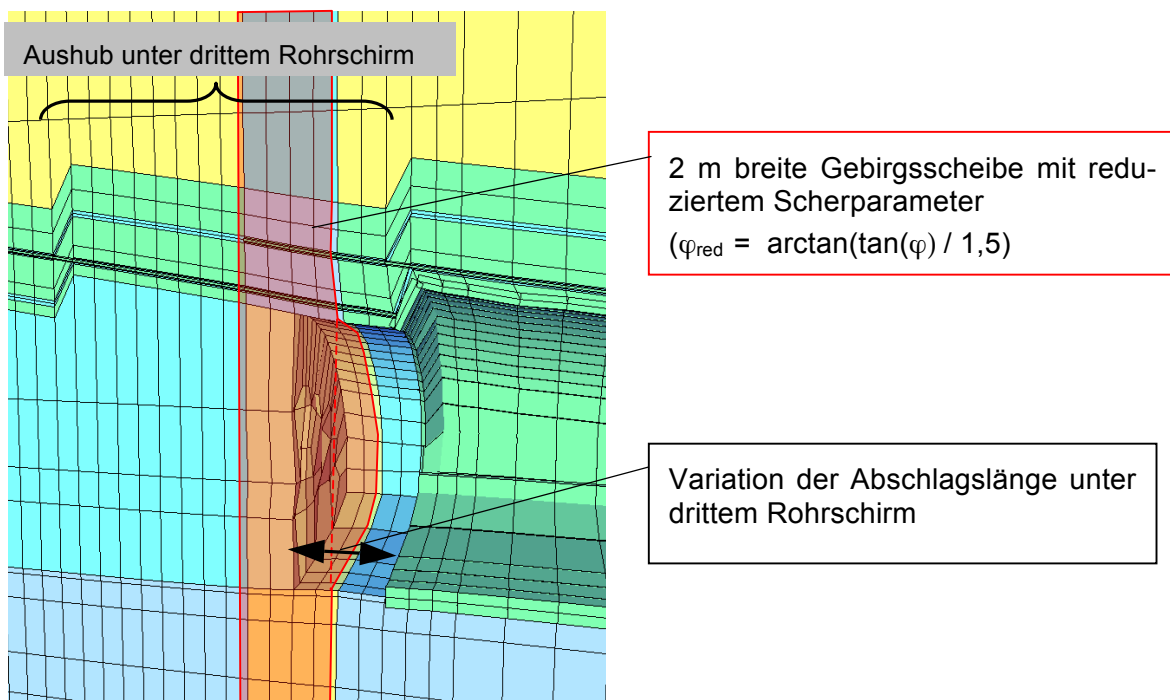


Abbildung 7.7: FE-Berechnung zur Robustheit des Systems

Das gewählte Berechnungssystem orientiert sich an möglichen realen Szenarien, wie z.B. dem Aufföhren eines schlecht verfüllten Schachtes (im innerstädtischen Bereich), oder einer Störungzone.

Die Betrachtungen zur Robustheit werden am Gebirge der Bodenvergleichsklasse 1 ($\varphi = 25^\circ$, $c = 7 \text{ kN/m}^2$, $E_{s,\text{ref}} = 15 \text{ MN/m}^2$) angestellt. Der Reibungswinkel wird im Bereich der 2 m breiten Scheibe auf $\varphi_{\text{red}} = \arctan(\tan(\varphi)/1,5) = 17,3^\circ$ reduziert.

Der Ruhedruckbeiwert nimmt entsprechend auf $K_0(\varphi_{\text{red}}) = 0,70$ zu.

Zwei Berechnungsläufe werden durchgeführt: Einmal mit einer Abschlagslänge von 2,0 m im Bereich des dritten Rohrschirms und ein zweites Mal mit einer Abschlagslänge von 1,0 m.

7.2.2 Einfluss der Abschlagslänge auf das Tragverhalten des Schirms

Die Berechnungen werden hinsichtlich der Rohrschnittgrößen, Verformungen und Ankerkräfte ausgewertet.

Homogenes Gebirge

Solange keine störenden Einflüsse zu erwarten sind, zeigt das Biegemoment eine unterproportionale Zunahme bei steigender Abschlagslänge.

Das maximale Feldmoment nimmt bei Verdoppelung der Abschlagslänge von einem Meter auf zwei Meter um den Faktor 1,4 zu (vgl. Abbildung 7.8).

Noch geringeren Einfluss hat die Abschlagslänge auf die Normalkraft des Schirms:

Die größte Druckkraft im Schirm nimmt sogar um maximal 20 % ab – dies wird jedoch durch eine Steigerung der maximalen Zugkraft im Rohrschirm um etwa 30 % mehr als ausgeglichen (s. Abbildung 7.9).

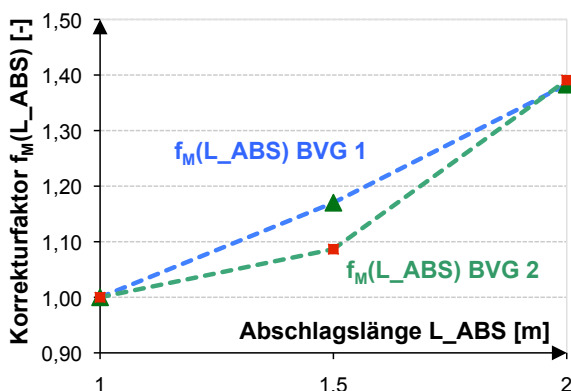


Abbildung 7.8: Korrekturfaktor zur Berücksichtigung des Einflusses der Abschlagslänge auf das Biegemoment

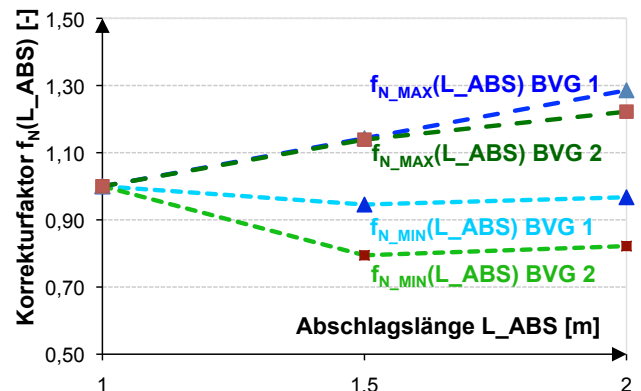


Abbildung 7.9: Korrekturfaktor zur Berücksichtigung des Einflusses der Abschlagslänge auf die minimale und maximale Normalkraft

Es kommt zu einer besseren Verteilung zwischen Zug- und Druckkraft im Rohr.

Die maximale Zugkraft ist weiterhin betragsmäßig kleiner als die Druckkraft, d.h. sie ist nicht bemessungsentscheidend.

Die Summe der Ankerkräfte in der Ortsbrust erhöht sich in vernachlässigbarer Größenordnung.

Auch die Verformungen der Firste steigt bei Verdoppelung der Abschlagslänge nur etwa um 10 %. Die Oberflächensetzung nimmt um weniger als 5 % zu.

Gebirge mit Störzone – Betrachtung zur Robustheit

Die dargestellten Ergebnisse zeigen eine so geringe Zunahme der Bemessungsschnittgrößen, dass eine Vergrößerung der Abschlagslänge durchaus wirtschaftlich sinnvoll sein kann, weil die baubetriebliche Einsparung durch die geringere Anzahl an Aushubschritten zu berücksichtigen ist.

Es bleibt jedoch der Verdacht, dass sich durch die Vergrößerung des Aushubs die Robustheit des Ausbausystems verringert.

Wie bereits beschrieben werden deshalb Berechnungen angestellt, bei denen der Vortrieb in eine „künstliche“ Störzone einfährt. Es wird die Störzone einmal mit einem Vortrieb mit Abschlagslängen von 1 m rechnerisch durchfahren und ein zweites Mal mit einer Abschlagslänge von 2 m.

Als Maß für die Robustheit des Systems wird die Zunahme des Biegemoments im Rohrschirm betrachtet.

Das bei den Berechnungen ermittelte maximale Biegemoment wird mit demjenigen der Berechnung ohne Störzone verglichen. Die Zunahme der Schnittgröße wird in Tabelle 7.1 dargestellt.

Tabelle 7.1: Auswirkung einer möglichen Störzone auf das Biegemoment im Rohrschirm

Abschlags- Länge L_ABS [m]	Betrag des maximalen Biegemoments bezogen auf den Tunnelumfang		Änderung des maximalen Biegemoments im Rohrschirm	
	Vortrieb ohne Störzone M ₀ [kNm/m]	Vortrieb mit Störzone M ₁ [kNm/m]	Absolut ΔM = M ₁ - M ₀ [kNm/m]	Relativ bezogen auf M ₀ r = ΔM / M ₀ [%]
1,0	10,68	11,14	+0,46	+4,3
2,0	14,77	17,05	+2,28	+15,4

Für eine Abschlagslänge von einem Meter ergibt sich eine Momentenzunahme von etwa 4 % beim Auffahren der hypothetischen Störzone. Beim Vortrieb mit Abschlagslängen von 2 m nimmt das Biegemoment im Rohrschirm in der gleichen Situation um 15 % zu.

Die Zunahme hat sich also mehr als verdreifacht. Die Robustheit des Ausbausystems nimmt mit steigender Abschlagslänge ab.

Insbesondere für die Planung von Rohrschirmvortrieben mit Abschlagslängen größer als 1 m wird deshalb empfohlen, Störzonen bei der Bemessung zu berücksichtigen. Möglich erscheint z.B. eine Alternativbemessung mit verringerten Gebirgsparametern, bei der das Gleichgewicht mit den Sicherheitsbeiwerten des Lastfalls 3 nachgewiesen wird. Alternativ könnte eine Bemessung mit dem Modell des elastisch gebetteten Trägers (Modell 2) erfolgen, wie in Kapitel 6 dargestellt.

7.3 Auswirkung von Materialentzug beim Bohrvorgang

Durch das Bohren der Rohre kommt es notwendigerweise zum Entzug von Boden- bzw. Gebirgs-material. Hierdurch können Auflockerungen entstehen, welche das Tragverhalten der Schirme beeinflussen.

Nachfolgend wird der Bohrvorgang von Rohrschirmrohren und IBO-Ankern näher betrachtet, um die Größe des Materialentzuges einschätzen zu können.

Bohrvorgang bei Rohrschirmen mit selbstbohrenden Rohren

Beim Bohren eines Rohrschirmrohres entsteht durch den Überschneidung der Bohrkronen ein Spalt zwischen Rohr und Lochwandung – allerdings ist dieser zumeist mit etwa 4 mm (vgl. STIEBER (2001), S. 19) sehr klein.

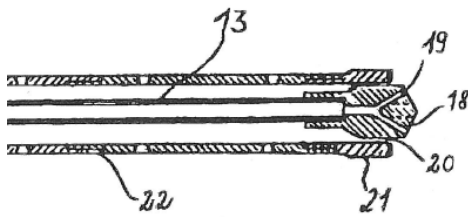


Abbildung 7.10: Schnitt durch Rohr mit Bohrkronen (s. PATENTSCHRIFT (1986), S. C2, Fig. 6)

Das Bohrmaterial wird beim Bohrsystem der PATENTSCHRIFT (1986) der Bilfinger & Berger AG durch den Spalt zwischen Rohrinneenseite und Bohrkronen (Nr. 20 in Abbildung 7.10) abtransportiert. Das mit der Bohrkronen eingebrachte Rohr stützt das Bohrloch. Die Bohrlochlaibung kann sich bei einem ordnungsgemäßen Bohrvorgang maximal um den Betrag des Überschneitens (4 mm) entspannen.

Durch ungewollten Materialtransport auf der Rohraußenseite oder durch Ausspülungen vor der Bohrkronen kann es zu weiterem Materialentzug kommen. Untersuchungen hierzu sind jedoch nicht bekannt.

Sofern die entstandenen Hohlräume stabil sind, können sie beim anschließenden Verpressen wieder verfüllt werden. Abhängig von Verpressdruck und Bodenart kann es sein, dass die entstandene Auflockerung dadurch überdrückt wird.

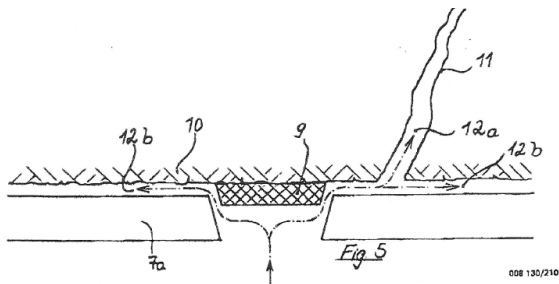


Abbildung 7.11: Längsschnitt durch ein Rohr mit Darstellung der Ventilöffnung zum nachträglichen Verpressen (s. PATENTSCHRIFT (1986), S. C2, Fig. 5)

Bohrvorgang bei Injektionsbohrankern

Bei IBO-Ankern wird die Bohrlochwandung durch die Spülflüssigkeit gestützt.

Gegen Ende des Bohrvorganges wird die Stützflüssigkeit durch Zementleim mit niedrigerem w/z-Wert von 0,4 bis 0,6 verdrängt (vgl. THYSSEN KRUPP (2008), S.6).

Untersuchungen zu Materialentzug und Auflockerung sind nicht bekannt.

Beurteilung

Für die beiden vorgestellten Systeme (Rohrschirm mit selbstbohrenden Rohren, IBO-Anker) wird davon ausgegangen, dass der Spannungszustand und die Lagerungsdichte des Gebirges in der Nähe der Rohre bzw. der Anker erhalten bleiben.

Eine Berücksichtigung von Auflockerungen ist für die beiden genannten Systeme nach Meinung des Autors deshalb nicht erforderlich.

Für nicht verpresste und unverrohrt gebohrte Rohrschirme sind jedoch Auflockerungen zu erwarten. Auflockerungsinduzierte Verformungen wurden von VOLKMANN & SCHUBERT (2006) gemessen (vgl. Kapitel 2 und 4).

Nachfolgend wird eine Untersuchung vorgestellt, mit denen sich die Auswirkungen von bohrbedingten Auflockerungen auf das Tragverhalten der Stabschirmgewölbe abschätzen lassen. Die präsentierten Ergebnisse sollten bei solchen Bauverfahren berücksichtigt werden, die eine Auflockerung des Gebirges bedingen, weil eine wirksame Stützung des Bohrlochs unterbleibt und entstandene Hohlräume nicht durch spätere Injektion verfüllt werden.

7.3.1 Umsetzung der Auflockerung im FE-Modell

Von SCHIKORA & OSTERMAIER (1992) wurde die Auflockerung, die durch den Vortrieb eines Rohrschirms mit großem Durchmesser (Rohre mit Durchmesser d_N 800 mm) entstand, bereits in einem Scheibenmodell berücksichtigt:

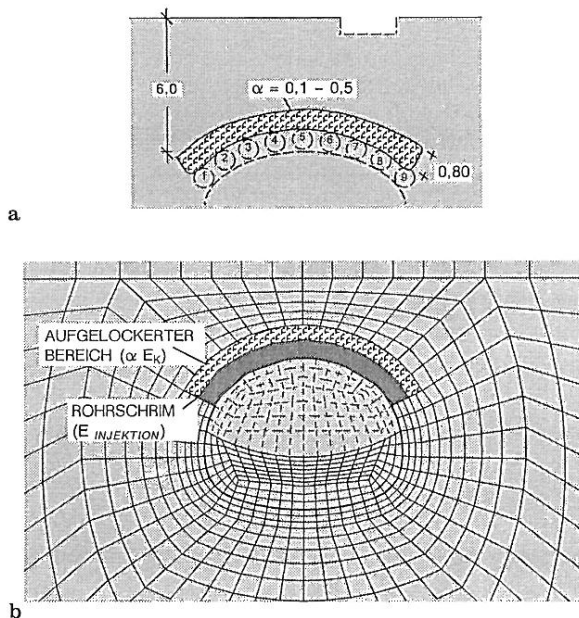


Abbildung 7.12: Rechenmodell für den Rohrschirm mit Berücksichtigung der Auflockerungszone, a) Modell, b) Finite-Element-Netz (SCHIKORA & OSTERMAIER, Bild 6a und b, S. 117)

Der beschriebene Schirm wurde direkt von der Anschlagwand mit Pressen horizontal vorgetrieben. Das im Rohrquerschnitt befindliche Bodenmaterial wurde händisch abgebaut (vgl. SCHIKORA & OSTERMAIER (1992), S. 115). Nach dem Einbringen der Rohre, bei dem es zu Setzungen bis zu 12 mm an der etwa 6 m über dem Tunnel liegenden Geländeoberfläche kam (vgl. SCHIKORA & OSTERMAIER (1992), Bild 5, S.117), wurde das umgebende Kiesmaterial mit Zementsuspension injiziert und die Rohre ausbetoniert.

SCHIKORA & OSTERMAIER berücksichtigen die Auflockerung im zweidimensionalen Scheibenmodell über eine Zone oberhalb der Rohre, deren Steifigkeit (und Primärlasten) ähnlich wie der Ausbruchquerschnitt eines Tunnels, mit einem Faktor kleiner 1 versehen und damit reduziert wird (vgl. Abb. 7.12). Die Auflockerungszone wurde bis auf ein Zehntel ihrer anfänglichen Steifigkeit reduziert. Für Kies-Sand-Gemische entspricht dies dem Übergang von dichter zu sehr lockerer Lagerung (vgl. SCHIKORA & OSTERMAIER (1992), S. 117).

Die Berücksichtigung der Auflockerung im dreidimensionalen Modell erfolgt nach dem von SCHIKORA & OSTERMAIER vorgestellten Prinzip: Diejenigen Elemente, welche direkt an die Rohre angrenzen, werden ab Einbau des Rohrschirms in ihrer Steifigkeit reduziert. Hierzu werden die Elemente mit dem Faktor „faks“ multipliziert, der zwischen 0,1 und 1,0 liegt. Nur während des Einbaus des Rohrschirms (nicht während des Aushubs) werden gleichzeitig die aus dem vorhergehenden Lastfall übernommenen Primärspannungen mit dem Faktor „fakl“ multipliziert, der den gleichen Betrag wie „faks“ erhält.

In den Abbildungen 7.13 und 7.14 wird exemplarisch die Lage eines Rohres mit dem umgebenden Bereich von Elementen (14 cm x 14 cm) dargestellt.

Die Reduktion erfolgt für alle diese an das Rohr angrenzenden Elemente. Das Rohr selbst ist als Stab volumenlos als sog. eindimensionales finites Element modelliert.

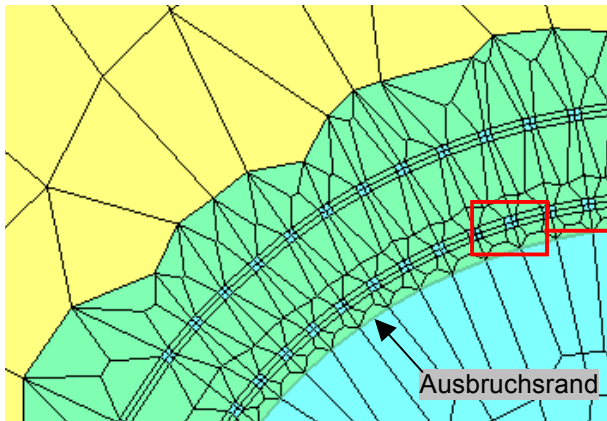


Abbildung 7.13: Lage der betroffenen Bereiche nahe der Tunnelfirste im FE-Modell

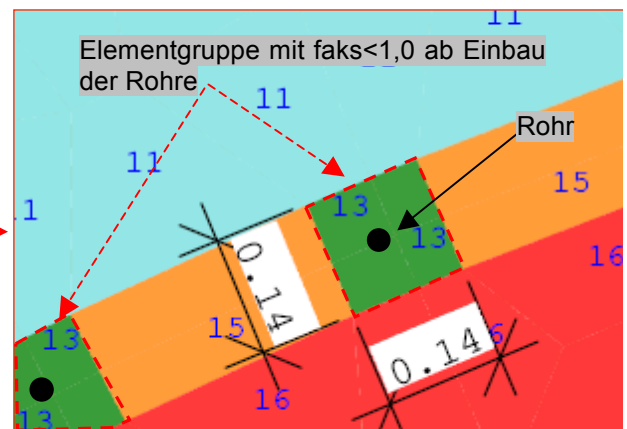


Abbildung 7.14: Detailauszug des Bereichs um ein Rohrschirmrohr

Es werden für den mittleren Tunnelquerschnitt QS2 bei Gebirge der Bodenvergleichsgruppe 2 und einer Überlagerung von 23 m fünf zusätzliche Berechnungen durchgeführt, bei denen die Reststeifigkeit der Rohrumgebung schrittweise verringert wurde. Die minimal verbleibende Steifigkeit der Umgebungselemente beträgt 10 % des Ausgangswertes.

7.3.2 Einfluss der Auflockerung auf das Tragverhalten des Schirms

Die Berechnungsergebnisse der Versuche mit Auflockerung werden mit solchen ohne Auflockerung verglichen. Ein Faktor zur Berücksichtigung der Auflockerung wird für das maximale Biegemoment und die größte Druckkraft im Rohrschirm präsentiert (vgl. Abb. 7.15 und 7.16). Die Auswirkung auf das maßgebende Biegemoment M_{MAX} ist gering. Deutlich sichtbar hingegen ist die Abnahme der größten Druckkraft im Schirm:

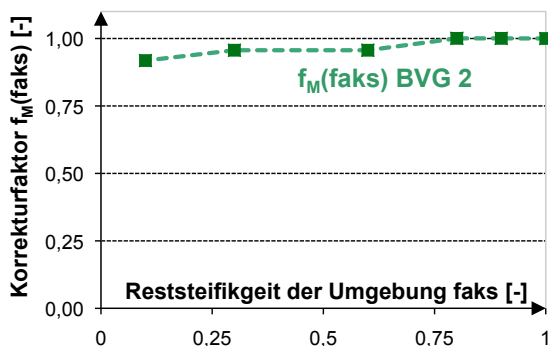


Abbildung 7.15: Korrekturfaktor zur Berücksichtigung der Auswirkung des Materialentzugs auf das Biegemoment (größtes Feldmoment)

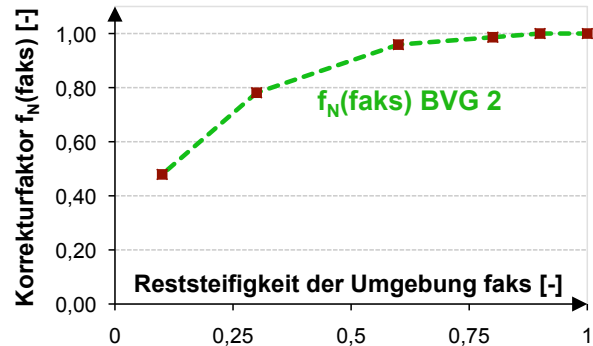


Abbildung 7.16: Korrekturfaktor zur Berücksichtigung der Auswirkung des Materialentzugs auf die Normalkraft (größte Druckkraft)

Während das Biegemoment um maximal 8 % bei einer Reduktion der Steifigkeit der Rohrumgebung auf 10 % des Ausgangswertes abnimmt, sinkt die betragsmäßig größte Druckkraft im Rohrschirm um 52 % ab. Die Abnahme der Rohrnormalkraft bedeutet, dass weniger Horizontalspannungen aus dem Gebirge auf das Rohr / den IBO übertragen werden können. Die Fähigkeit, als „Bewehrung“ das Gebirge zu verbessern, nimmt ab (vgl. Kapitel 4.6).

Insbesondere für dünne Rohre, die ihre Stützwirkung vor allem über Axialkräfte entfalten, bedeutet Materialentzug ohne Ersatz durch Injektionsgut somit eine Reduktion der Wirksamkeit.

Die Abnahme der Schnittgrößen (insbesondere der Normalkraft) kann durch geringeren anteiligen Lastübertrag durch die weichere Umgebung erklärt werden.

Die Verformungen im Abschlag nehmen dementsprechend zu – jedoch ist der Betrag der Zunahme begrenzt:

So nimmt die Firstsetzung mit abnehmender Steifigkeit des geschwächten Gebirgsbereichs zu. Weil die Summe der geschwächten Bereiche jedoch klein ist im Verhältnis zum Ausbruchsquerschnitt und zwischen den geschwächten Elementen noch genügend stützende Kerne von nicht reduzierter Steifigkeit verbleiben, ist die Verformungsänderung mit 1 - 2 mm entsprechend gering. Bei den durchgeführten Berechnungen beträgt die Überlagerungshöhe 23 m. An der Oberfläche waren keine Änderungen der Setzung feststellbar.

7.4 Auswirkung des Wandreibungswinkels der Rohre

Die in dieser Arbeit betrachteten verpressten Schirmdecken haben durch die (druckhafte) Injektion des Bohrspalts mit Zementleim bzw. durch Verwendung von zementhaltiger Spülflüssigkeit einen sehr guten Verbund zum umgebenden Boden.

Die Mohr'schen Bruchparameter (φ , c) des Verpresskörpers sind in der Realität besser als diejenigen des umgebenden Gebirgsmaterials.

Begrenzend für die axial übertragbare Last wirkt jedoch die Auflockerung des Gebirges während des Bohrvorganges.

Die nachträgliche Verspannung des angrenzenden Gebirgsbereiches durch druckhafte Injektion steigert die aufnehmbare Schubkraft der Verbundfuge. Bei der Verpressung sind in Abhängigkeit von der Überlagerungshöhe Drücke in der Größe von 12 -15 bar gebräuchlich.

Die realen Vorgänge im Mantelbereich des Rohres / IBO's lassen sich numerisch - wenn überhaupt - nur in einem detaillierten Ausschnittsmodell nachbilden. Als Abstimmungs- bzw. Datenbasis müssten Versuche am realen Probekörper dienen.

Es erscheint deshalb sinnvoll, den Nachweis des Verbundes bzw. der Verankerungslänge indirekt bzw. nachträglich über Erfahrungswerte der EA-PFÄHLE zu führen (vgl. Kapitel 5.8).

7.4.1 Untersuchungen zu einem verringerten Wandreibungswinkel

Am vorliegenden Modell werden im Sinne einer Parametervariation die Auswirkungen einer Veränderung des Reibungswinkels im theoretischen Bruchkörper getestet. Der Berechnungsablauf gliedert sich dabei wie folgt:

- a) Einbringen des Rohres / IBO's ohne Auflockerung;
- b) spannungsloses Verpressen des Bohrspalts, der Wandreibungswinkel ist im Vergleich zum Gebirge reduziert;
- c) Beginn der Belastung.

Da (nach Erfahrung des Autors) Kontaktelemente bei größeren FE-Berechnungen mit dem verwendeten Programmsystem häufig zu numerischen Schwierigkeiten führen, wird der verringerte Reibungswinkel im Verbundbereich dadurch modelliert, dass den direkt um den Rohrschirm angeordneten vier Bodenelementen ein Bodenmaterial mit verringertem Reibungswinkel zugewiesen wird.

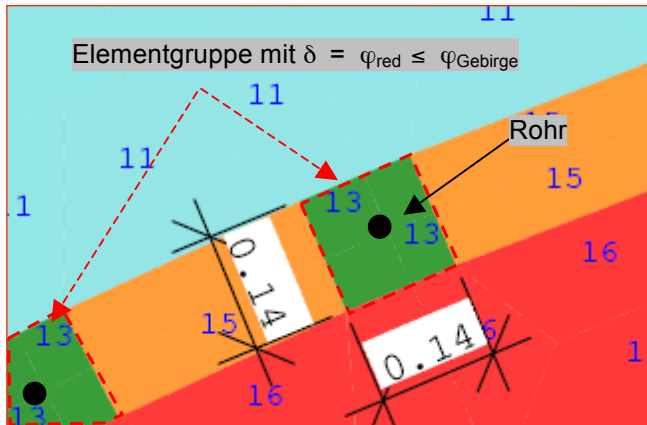


Abbildung 7.17: Detailauszug Bereich um ein Rohrschirmrohr

7.4.2 Einfluss des Wandreibungswinkels auf das Tragverhalten des Schirms

Drei Berechnungen mit unterschiedlichem „Wandreibungswinkel“ δ wurden für die Bodenvergleichsgruppe 2 bei Überlagerung von 23 m, Ausbruchsquerschnitt 2 und Rohren d_N 88 mm durchgeführt. Die Berechnungen werden hinsichtlich der Änderung der Schnittgrößen im Schirm ausgewertet. Ein Faktor wird ermittelt, der die Änderung von maximalem Biegemoment und größter Druckkraft in Abhängigkeit vom Wandreibungswinkel beschreibt (vgl. Abbildung 7.18 und 7.19).

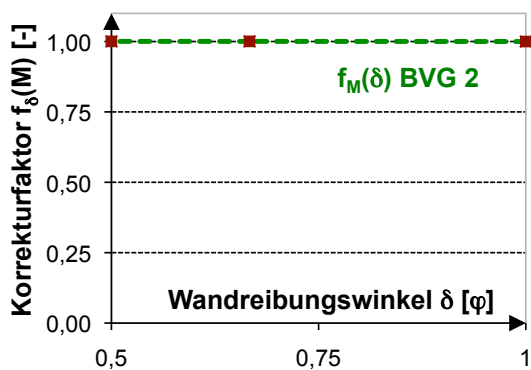


Abbildung 7.18: Korrekturfaktor zu Berücksichtigung der Auswirkung des Wandreibungswinkels auf das Biegemoment (größtes Feldmoment)

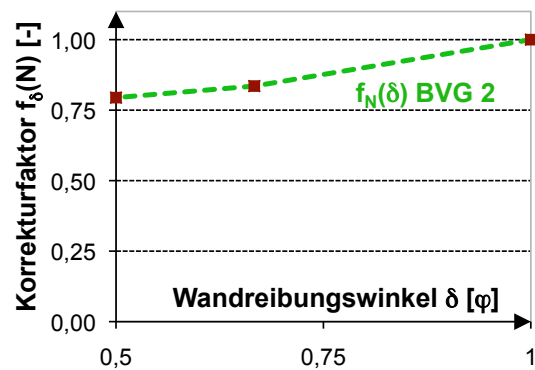


Abbildung 7.19: Korrekturfaktor zu Berücksichtigung der Auswirkung des Wandreibungswinkels auf die Normalkraft (größte Druckkraft)

Abbildung 7.18 zeigt, dass das Biegemoment der Rohrschirmrohre praktisch nicht vom Wandreibungswinkel der Rohre abhängt.

Die Rohrschirmnormalkraft nimmt mit dem Wandreibungswinkel der Rohre ab (vgl. Abb. 7.19). Bei einem Verbundwinkel in Höhe von $\delta = \varphi / 2$ sinkt der Betrag der Rohrschirmnormalkraft auf etwa 80 % bezüglich der Normalkraft bei vollem Verbund.

Durch eine Reduktion des Wandreibungswinkels kann weniger Horizontalspannung aus dem Gebirge auf die Rohre übertragen werden. Wie bei einer bohrinduzierten Auflockerung (s. Kapitel 7.3) reduziert sich die mögliche Stützwirkung als „Gebirgsbewehrung“ (vgl. Kapitel 4.6). Die Ausnutzung des Gebirges steigt und die Redundanz bzw. Sicherheit des Tunnelvortriebs sinkt, weil weniger Umlagerungsmöglichkeiten im statischen System vorhanden sind.

Die Ortsbrustverformungen nehmen geringfügig zu – insbesondere nahe der Schirmrohre. Firstverformung und Oberflächensetzung bleiben praktisch unbeeinflusst vom geänderten Wandreibungswinkel.

Die Berücksichtigung eines reduzierten Wandreibungswinkels kann für unverpresste Schirmrohre mechanisch sinnvoll sein.

7.5 Auswirkung der Steifigkeit des Tunnelausbaus

Für die bisher aufgeführten Untersuchungen wurde die Steifigkeit des Spritzbetonausbaus entsprechend einer 25 cm starken Spritzbetonschale angesetzt. Der Beton erhielt hierbei den normgemäßen E-Modul entsprechend eines C25/30 (vgl. Kapitel 3). Für den jungen Spritzbeton des ersten gesicherten Meters nach der Ortsbrust wurde die Steifigkeit der Schale halbiert.

Wie bereits beschrieben wird wegen der starken Kriechneigung des Spritzbetons der Berechnungswert des E-Moduls im Vergleich zum Normenwert stark verringert (vgl. MÖLLER & VERMEER (2006); MÖLLER, KRAJEWSKI & WAWRZYNIAK (2010); SCHIKORA & THOMEÉ (2005)). Gebräuchlich sind Werte von $E = 12000$ bis 22000 MN/m^2 (s. auch Kapitel 3).

Darüber hinaus variieren die Spritzbetondicken im Lockergesteinsvortrieb entsprechend der zu erwartenden Belastung der Schale von etwa 20 cm bis maximal 40 cm.

Eine Dimensionierung der Spritzbetonschale ist genauso wenig Ziel dieser Arbeit, wie auch die verschiedenen Ansätze für die stufenweise Erhöhung des E-Moduls oder die Verwendung von zeitabhängigen Materialmodellen nicht untersucht und bewertet werden sollen.

Um die Auswirkungen unterschiedlich steifen Ausbaus auf die maßgeblichen Schnittgrößen des Rohrschirms abschätzen zu können, werden dennoch drei Variationsrechnungen unternommen. Hierbei wird der E-Modul des ausgehärteten Spritzbetons von 26700 MN/m^2 (Normwert für C25/30) bis zu einem verringerten Wert von $E = 15000 \text{ MN/m}^2$ schrittweise verringert.

Der E-Modul des jungen Spritzbetons erhält jeweils die Hälfte des Betrages der ausgehärteten Schale. Wie bis dato auch werden die durchgeführten Berechnungen hinsichtlich der Rohrschirmschnittgrößen ausgewertet. Die Auswertung der Berechnungen zeigt:

- Das maximale Biegemoment ist praktisch unabhängig von der Schalensteifigkeit des Ausbaus.
- Mit abnehmender Steifigkeit des Ausbaus nähern sich minimale und maximale Normalkraft des Schirms einander an. Während die minimale Normalkraft in ihrem Betrag um maximal 10 % abnimmt, steigt der Wert der maximalen Normalkraft. Bemessungsrelevant bleibt für die untersuchten Schalensteifigkeiten die minimale Normalkraft der Rohre.

Die gefundenen Ergebnisse werden wie folgt interpretiert:

Maßgebend für das Rohrschirmauflager bzw. die Verformung der Spritzbetonschale ist vor allem die Steifigkeit des umgebenden Gebirges.

Eine Reduktion der Ausbausteifigkeit führt deshalb im betrachteten Wertebereich nicht zu einer Veränderung des Feldmoments im Schirm. Durch die Sägezahnform des Tunnels entsteht ein in Tunnellängsrichtung verformbares System („Ziehharmonika“). Bei Aufbringung der Last aus dem angrenzenden Gebirge kann sich die Schale deshalb in Tunnellängsrichtung verformen. Dies führt dazu, dass mehr Normalkraft des Schirms im Gebirge vor der Ortsbrust verankert wird. Für die bisher durchgeführten Berechnungen wurde eine hohe Schalensteifigkeit unterstellt. Die sich ergebende bemessungsrelevante Normalkraft des Schirms kann deshalb als konservativ bezeichnet werden. Auf die Darstellung eines Anpassungsfaktors für die Normalkraft wird deshalb verzichtet.

7.6 Zusammenfassung

Einige der Randbedingungen des in Kapitel 3 vorgestellten FE-Modells werden näher betrachtet. Im Zuge einer Variationsanalyse werden diese Randbedingungen systematisch verändert. Die Ergebnisse der zusätzlich durchgeführten Berechnungen werden hinsichtlich ihrer Auswirkungen auf das statische Verhalten des Vortriebs - insbesondere ihren Einfluss auf die Schirmschnittgrößen - dargestellt. Es werden Einflussfaktoren präsentiert, welche in den Bestimmungsgleichungen des Prognosemodells 1 (Gl. 5-1 für $M_{RS,k}$ und Gl. 5-2 für $N_{RS,k}$) berücksichtigt werden können.

Der Prognoseraum des Modells 1 wird dadurch erweitert. In nachfolgender Tabelle werden die in diesem Kapitel gewonnen Erkenntnisse stichwortartig zusammengefasst.

Tabelle 7.2: Erweiterung des Prognoseraums von Modell 1 - Ergebnisse in Stichworten

Randbedingung	Einfluss auf den Tunnelvortrieb	Einflussfaktoren
Überkonsolidation Kapitel 7.1	Abwanderung des Momentenmaximums von der Firste Richtung Ulmen; Dabei nur geringfügige Änderung des Betrags des größten Biegemoments; Begrenzte Zunahme der Normalkraft aufgrund erhöhter Dehnung der Ortsbrust; Vernachlässigbare Auswirkung auf Setzungen und Firstverformung;	Biegemoment: Abb. 7.3 Normalkraft: Abb. 7.4
Vergrößerung der Abschlagslänge Kapitel 7.2	Unterproportionale Zunahme des Biegemoments; Abnahme der größten Druckkraft bei Zunahme der maximalen Zugkraft im Rohr; Deutlicher Verlust an Robustheit;	Biegemoment: Abb. 7.8 Normalkraft: Abb. 7.9
Materialentzug beim Bohren Kapitel 7.3	Vernachlässigbarer Einfluss auf das Biegemoment; Starke Abnahme der Normalkraft im Rohr bei zunehmendem Materialentzug; Zunahme der Firstverformung mit Zunahme des Materialentzugs; Reduktion der Wirkung als „Gebirgsbewehrung“, folglich Abnahme der Sicherheit;	Biegemoment: Abb. 7.15 Normalkraft: Abb. 7.16
Reduktion des Wandreibungswinkels Kapitel 7.4	Kein erkennbarer Einfluss auf das Biegemoment; Deutliche Abnahme der größten Rohrdruckkraft proportional zum Wandreibungswinkel; Vernachlässigbarer Einfluss auf Setzungen und Firstverformungen; Reduktion der Wirkung als „Gebirgsbewehrung“, folglich Abnahme der Sicherheit;	Biegemoment: Abb. 7.18 Normalkraft: Abb. 7.19
Steifigkeit des Tunnelausbaus (SPB-Schale)	Kein erkennbarer Einfluss auf das Biegemoment; Vernachlässigbarer Einfluss auf die Normalkraft;	-

8 Messung an Rohrschirmen

Die mit dieser Arbeit erstellten Prognosemodelle werden in den Kapiteln 4 und 5 mit Ergebnissen anderer Veröffentlichungen verglichen.

So kann eine gute Übereinstimmung der errechneten Schirmbiegelinie mit der von VOLKMANN & SCHUBERT (2006, 2007) gemessenen Rohrverformung festgestellt werden (vgl. Kapitel 4.5.1). Die Art und qualitative Form der ermittelten Schirmschnittgrößen werden durch Berechnungen von BRANDL (2005), WITKE & WITKE-GATTERMANN (2007) und ACLAIRICY-CAUDRON, DIAS & KASTNER gestützt (vgl. Kapitel 2 und 4). Schließlich kann der Betrag der Biege- und Normalkraftbelastung mit Berechnungsergebnisse zum Rohrschirm des Buschtunnels von WITKE & WITKE-GATTERMANN (2007) verglichen werden (vgl. Kapitel 5.5). Es zeigt sich eine hinreichend gute Übereinstimmung.

Eine weitere Überprüfung der im Rahmen dieser Arbeit vorgestellten Aussagen zum Tragverhalten der stabförmigen Schirmsicherungen und der vorgestellten Prognosemodelle kann durch Messung der prognostizierten Schnittgrößen an einem realen Rohrschirm erfolgen. Eine solche Messung von Rohrschirmschnittgrößen sollte angestrebt werden, sobald sich ein geeignetes Projekt hierfür finden lässt.

Nach Wissen des Autors wurden Rohrschnittgrößen (bzw. die zugeordneten Dehnungen) bis dato noch nicht gemessen bzw. veröffentlicht.

Nachfolgend werden auf Basis grundlegender Überlegungen zwei mögliche Messeinrichtungen zur Beobachtung von Rohrschirmschnittgrößen in ihren Grundzügen entwickelt. Sie können die Grundlage für zukünftige Messungen bilden.

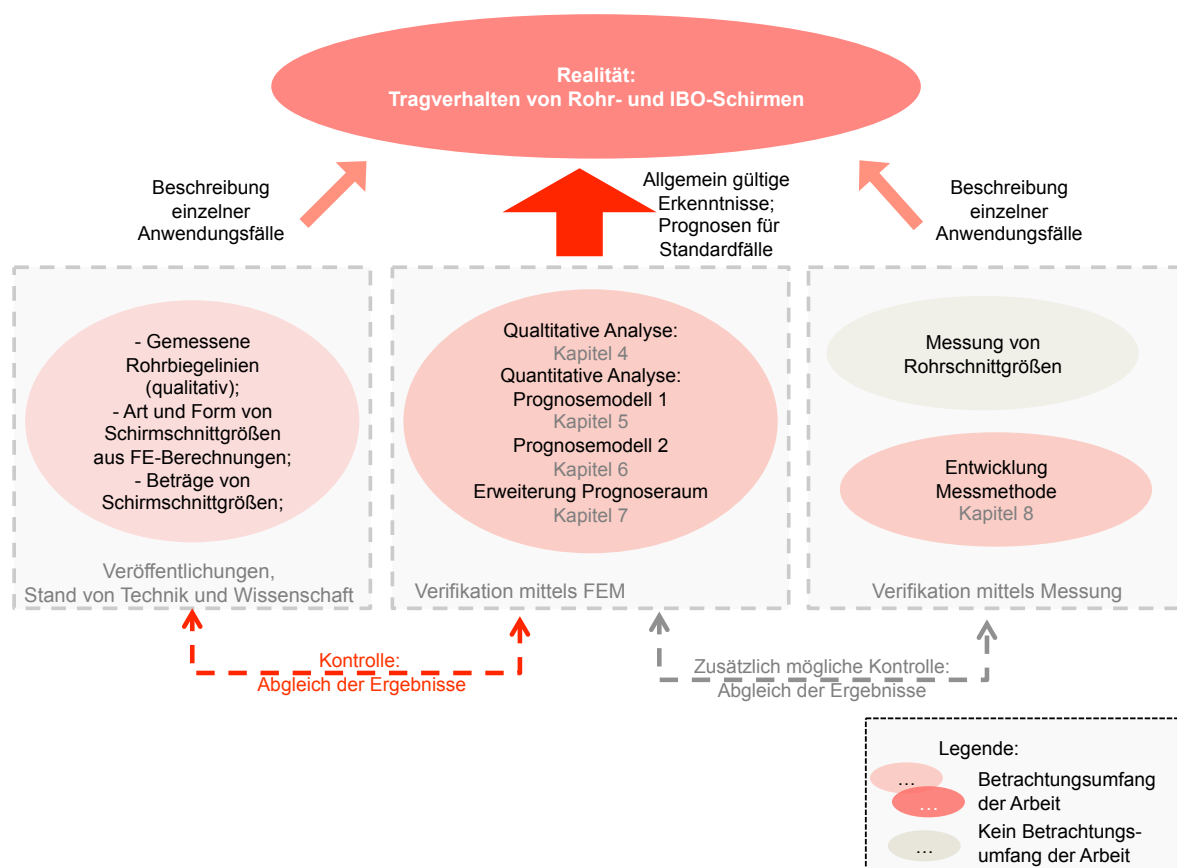


Abbildung 8.1: Detaillierung Schaubild zur Methodik (vgl. Abb. 1.17 Kap. 1)

8.1 Veröffentlichte Messungen

Wie bereits in Kapitel 2 beschrieben, werden von VOLKMANN (2003, 2004) bzw. von VOLKMANN & SCHUBERT (2006, 2007) Ergebnisse von Messungen an Rohrschirmen veröffentlicht.

Gemessen wird von den Grazer Forschern die Biegelinie von Rohren bei zwei Tunnels in gebräuchlichem Fels. Bei den beiden Rohrschirmen kommen unterschiedliche Bauverfahren für die Erstellung des Rohrschirms zur Verwendung.

Während im „Birgltunnel“ selbstbohrende Rohrschirme verwendet werden, bei denen das Bohrloch kontinuierlich gestützt ist, wird im „Trojanetunnel“ das Rohrschirmrohr in ein vorab gebohrtes Loch eingeschoben.

Bei der Herstellung des Rohrschirms für den „Trojanetunnel“ werden große Verformungen gemessen, die durch den Bauprozess (unverrohrte Bohrung) bedingt sind.

Die Messungen werden mit Ketteninklinometern durchgeführt. Mit diesen ist es möglich, kontinuierlich und automatisch zu messen. Die Kette bestand aus 10 Messgliedern mit einer Gesamtlänge von 20 m.

Das Messrohr überragt den restlichen Rohrschirm damit um 5 m. Neben einer Messeinrichtung in der Firste werden zusätzlich zwei Rohre in Ulmenbereichen der Kalotte mit Ketteninklinometer bestückt (vgl. VOLKMANN (2003), S. 2).

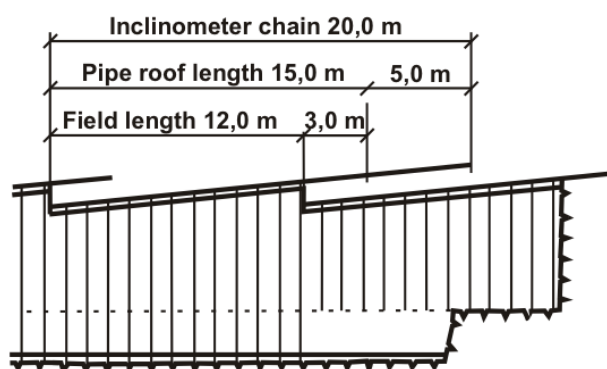


Abbildung 8.2: Messeinrichtung von Volkmann & Schubert (s. VOLKMANN (2003), Figure 2, S. 2)

Mit den Ketteninklinometern kann die Neigung der einzelnen Glieder gegeneinander festgestellt werden. Hieraus wird die Biegelinie des Messrohres konstruiert.

Mit der zusätzlich regelmäßigen geodätischen Einmessung der Rohransatzpunkte ist ein Anschluss der Biegelinie an die absoluten Verformungen möglich (s. VOLKMANN (2003), S. 2).

Die gemessene Biegelinie wird von VOLKMANN bzw. VOLKMANN & SCHUBERT untersucht. Analysiert wird z.B. die Zusammensetzung aus Verformungsanteilen pro Aushubschritt.

Der Einfluss des Bau- bzw. Bohrverfahrens kann dargestellt werden. Mit vergleichenden numerischen Berechnungen werden Schlüsse auf das qualitative Tragverhalten der Rohrschirme gezogen (vgl. Kapitel 2).

8.2 Präzisierung der Zieldefinition

Ziel der in situ-Versuche ist:

- 1) Das Vorhandensein von Biegung und Normalkraft im Rohr zu bestätigen und zu quantifizieren;
- 2) die Genauigkeit der in Kapitel 5 und 6 vorgestellten Prognosemodelle zu überprüfen;
- 3) die Auswirkung einer Rohrverpressung zu quantifizieren;
- 4) die maximale Dehnung bzw. die maximalen Schnittgrößen mit der Messung zu erfassen und deren Lage im Rohr zu bestimmen.

Zu Zieldefinition 1):

Die Biegelinie von Rohrschirmen wurde wie bereits erwähnt von VOLKMANN & SCHUBERT gemessen. Insofern ist dieses Ergebnis lediglich zu bestätigen.

Nach Kenntnisstand des Autors wurde jedoch noch nicht versucht, die mit dieser Arbeit, sowie in anderen Artikeln (vgl. Kapitel 2) unterstellte axiale Belastung der Rohre durch Messung in situ zu verifizieren.

Zu Zieldefinition 2):

Die Veröffentlichungen von VOLKMANN & SCHUBERT befassen sich mit der Erarbeitung eines qualitativen geotechnischen Modells und Untersuchungen zu den Firstsetzungen. Es wurde nach Kenntnis des Autors nicht versucht, aufgrund von Messergebnissen auf Rohrschnittgrößen zu schließen bzw. Prognosemodelle zur Schnittgrößenermittlung mit Messergebnissen zu vergleichen.

Zu Zieldefinition 3):

Es wird davon ausgegangen, dass sich das Verbundverhalten von nicht verpressten Rohren von solchen mit Verpressung unterscheidet. Insbesondere wirkt sich der Verbund auf die axiale Belastung der Rohre aus (vgl. Kapitel 7.4, Untersuchung zum Wandreibungswinkel). Um die vorgestellten Prognosemodelle zu überprüfen und die Normalkraftbelastung der Rohre messen zu können, sollten deshalb die Verformungen am verpressten Rohr gemessen werden.

Zu Zieldefinition 4):

Die maximalen Schnittgrößen ergeben sich entsprechend der im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Berechnungen etwa nach dem dritten Abschlag. Die Messung sollte also so ausgeführt werden, dass die zugehörigen Messgrößen bei 3 m oder 4 m ab Rohrbeginn abgegriffen werden können.

8.3 Randbedingungen und Einschränkungen für mögliche Messaufbauten

Der Messaufbau wird für ein RS-System entwickelt, das aus selbstbohrenden, injizierbaren und gestoßenen Teilrohren besteht, wie sie häufig verwendet werden. Der Außendurchmesser der Rohre muss mindestens d_N 140 mm betragen, um die Messeinrichtung aufnehmen zu können (vgl. Kapitel 8.4 und 8.5).

Als Prämissen für die Entwicklung der Messaufbauten werden zusätzlich zu den Zieldefinitionen die folgenden Punkte beachtet:

- Die Messtechnik darf während des Bohrvorganges nicht im Rohrschirmrohr eingebaut sein: Das innen liegende Bohrgestänge der Bohrkronen könnte die Messtechnik durch die schlagend drehenden Bewegungen beschädigen. Die Zuverlässigkeit der Ergebnisse wäre gefährdet. Zusätzlich zum Bohrgestänge wird der Rohrrinnenraum als Spülkanal für das Bohrgut benutzt. Der ständige Materialtransport wäre ebenfalls eine Gefährdungsquelle für die installierte Messtechnik.
- An den mit Gewinden versehenen Rohrschussenden sollte keine Messtechnik befestigt werden. An diesen Stellen ist die Steifigkeitsverteilung des Rohres schwer zu erfassen. Der unetete Wanddickenwechsel im Bereich des Gewindes führt zu lokalen Spannungskonzentrationen, deren Messung nicht zur Bestimmung von Rohrschnittgrößen genutzt werden kann.
- Der Baubetrieb während des Bohrens und während des anschließenden Vortriebs sollte so wenig wie möglich behindert werden.

8.4 Zwei Varianten für mögliche Messaufbauten

Für die oben beschriebenen Messziele und unter Beachtung der Randbedingungen werden zwei mögliche Messaufbauten entwickelt. Beide Varianten haben Vor- und Nachteile.

Unabhängig von der Wahl des Messaufbaus sollten zwei Rohre nahe der Firste gemessen werden, wo die maximalen Schnittgrößen zu erwarten sind. Durch die Messung an zwei Rohren entsteht Redundanz.

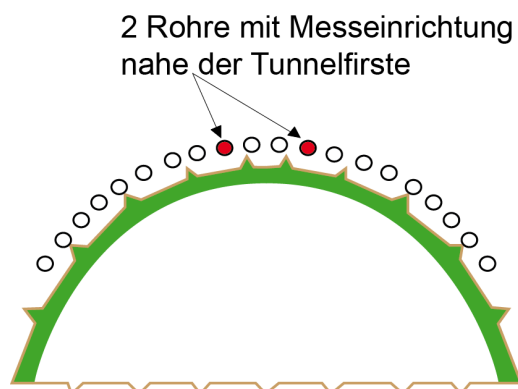


Abbildung 8.3: Messung von zwei Firstrohren

8.4.1 Messaufbau mit Dehnmessstreifen

Dehnmessstreifen sind gitterartig aufgebaute elektrische Widerstände, die bei Dehnung des Messgitters mit einer Veränderung des Widerstandswertes reagieren. Sie werden häufig zur Messung von Dehnungen von Bauteilen eingesetzt – auch mit Erfolg bei bergmännischen Tunnelvortrieben (vgl. z.B. KELLNER, FILLIBECK & VOGT (2006)).

Aus den gemessenen Dehnungen können mit Hilfe des spezifischen E-Moduls die Spannungen des Bauteils ermittelt werden.

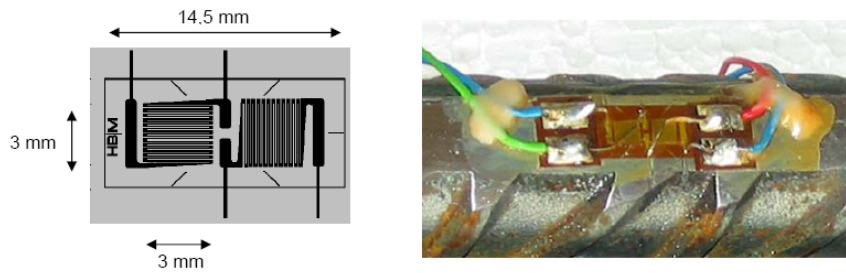


Abbildung 8.4: DMS-Gitter (s. KELLNER, FILLIBECK & VOGT (2006), Bild 15 + 16, S. 13)

Die Dehnmessstreifen können auf zwei verschiedene Weisen angeordnet werden:

Entweder werden

- mit insgesamt 4 DMS pro Messpunkt die Normalkraft und das Biegemoment getrennt über sog. Wheatstone'sche Brücken gemessen,
- oder es wird die Dehnung auf Bauteilober- und unterseite mit nur je einem DMS abgegriffen.

Bei Verwendung von Wheatston'schen Brücken (a) können störende Einflüsse wie z.B. aus Temperatur eliminiert werden. Dies ist bei der Applikation von nur 2 DMS (b) nicht möglich.

Nach dem Aufkleben können die DMS-Streifen durch Silikonummantelung (und evtl. zusätzliche Bleiblechabdeckungen) geschützt werden.

Die Kabel werden zunächst an ein Kalibriergerät und an einen Messsignalverstärker angeschlossen, damit das Signal schließlich ausgewertet werden kann. Im Tunnel muss diese Einrichtung entsprechend geschützt an der Tunnelwandung befestigt oder nahe der Schale aufgestellt werden.

Wegen der vorher beschriebenen Randbedingungen (s. Kapitel 8.3) wird vorgeschlagen, die DMS-Messpunkte auf einem GEWI (Dicke $d = 32 \text{ mm}$ bis $d = 50 \text{ mm}$) aufzubringen, welcher in das Rohrschirmrohr eingebracht wird.

Die Anzahl und Größe der erforderlichen Einbauten (GEWI, Kabelpakete) machen es erforderlich, dass der zu messende Rohrschirm hierbei aus Rohren mit einer Mindestdicke von $d_N 140 \text{ mm}$ besteht.

Der Verbund zwischen Mess-GEWI und Rohrschirmrohr muss über eine nachträgliche Verfüllung erreicht werden. Zur Verbesserung des Verbundes - Rohr zu GEWI - wird vorgeschlagen, die Schüsse des zu messenden Rohres mit eingefrästen Rillen auf der Rohrinneinnenseite zu versehen.

Weil die Zielmessgrößen schon bei etwa 3 m ab Rohranfang erwartet werden, genügt eine Länge des Mess-GEWI's von etwa 4 m:

Bei vorhandenen 0,5 m Verankerungslänge kann bei einer unterstellten Festigkeit des Anker Mörtels von $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$ eine Normalkraft von 136 kN übertragen werden.

Erwartet werden Normalkräfte bis 100 kN.

Der GEWI erhält eine Setzhilfe zur Markierung von GEWI-Ober- und Unterseite, an welcher die DMS-Gitter befestigt wurden. Abstandshalter garantieren den Sitz in der Rohrmitte. Die erforderlichen Kabelpakete sind gebündelt am Mess-GEWI befestigt und ragen über dessen Ende hinaus.

Nachdem ein vorab verpresstes Rohr gemessen werden soll, muss dieses zunächst auf der Länge des zu installierenden GEWI's frei gespült werden, um die Verpresssuspension zu entfernen. Nach dem Einbringen des GEWI's wird der verbleibende Ringzwischenraum mit Anker Mörtel verfüllt, um den erforderlichen Verbund zwischen Rohr und GEWI zu erzielen.

Vor dem Einsatz sollte der Mess-GEWI bzw. die Reaktion der DMS-Aufnehmer an einer Prüfpresse im Materiallabor kalibriert und kontrolliert werden.

Normalkraft und Moment des Rohres können je nach verwendeter Messschaltung (Brücke oder Dehnung) aus den Steifigkeitsverhältnissen von Rohr, GEWI und Füllmörtel errechnet werden (Brückenschaltung), oder durch Extrapolation der Dehnung auf das umgebende Rohr ermittelt werden (2-DMS-Lösung).

Vorbereitung und Ablauf der Messung mit einem eingebauten GEWI-Stab werden mit Skizzen in Anlage 12 dargestellt.

Vorteile der Messung mit DMS:

- Nachdem es möglich sein sollte, den Mess-GEWI vorab im Labor zu überprüfen und zu kalibrieren, kann von einer hohen Genauigkeit der gemessenen Dehnung ausgegangen werden.
- Darüber hinaus sind kontinuierliche Messungen nach Installation der Einrichtung möglich. Es ist nicht erforderlich, dass Personal zur Messung während des Vortriebs abgestellt wird – die Messungen erfolgen automatisch.
- Der Baubetrieb wird nur geringfügig durch die Installation der Mess-GEWI's und durch die im Tunnel stehenden Gegenstände der Messeinrichtung (Verstärker, Messcomputer) behindert.
- Die Länge des Mess-GEWI's und damit die Länge der frei zu spülenden Rohrbereiche kann auf etwa 5 m beschränkt werden.

Nachteile der Messung mit DMS:

- Die Einrichtung (Verstärker, Kalibriergerät, Messcomputer, Kabel) kann durch den Baubetrieb beschädigt werden.
- Der im Verbund eingebrachte GEWI verändert die Steifigkeit des Rohres im Vergleich zu den benachbarten Rohren. Hierbei ist vor allem die Dehnsteifigkeit des Systems betroffen. Die Biegesteifigkeit wird nur wenig verändert, da der Mess-GEWI etwa im Schwerpunkt eingebaut wird und selber nur über eine geringe Biegesteifigkeit verfügt. Die Schnittgrößen werden durch die Änderung der Dehnsteifigkeit jedoch nur wenig verändert, wie eine Vergleichsrechnung zeigt:

Zur Überprüfung der Auswirkungen, die aufgrund der Steifigkeitserhöhung einzelner Rohre entstehen, wurden Vergleichsrechnungen am FE-Modell durchgeführt, bei denen die Dehn- und Biegesteifigkeit eines Rohres erhöht wird.

Die Berechnungen zeigen, dass eine Verdoppelung der Dehnsteifigkeit eines Rohres die Normalkraft des betrachteten Rohres nur moderat um etwa 10 % steigen lässt (sofern die Steifigkeit der anderen Rohre unverändert bleibt).

Die Erhöhung der Biegesteifigkeit eines einzelnen Rohres führt hingegen zu einer beinahe direkt proportionalen Erhöhung des Biegemoments des betroffenen Rohres. Die restlichen Rohre des Schirms zeigen dabei keine oder nur eine geringfügige Veränderung der Schnittgrößen.

Mit dem oben beschriebenen Messaufbau wird die Biegesteifigkeit des zu messenden Rohres jedoch kaum verändert.

8.4.2 Messaufbau mit Inklinometer und Gleitmikrometer

Die Messung der Biegelinie von Rohrschirmrohren mittels Inklinometer wurde bereits von VOLKMANN & SCHUBERT (2006, 2007) erfolgreich durchgeführt (vgl. Kapitel 8.1).

Die Rückrechnung auf den Biegemomentenverlauf kann nach der Biegetheorie erfolgen (über Regression der diskret gemessenen Verformung und anschließender zweifacher Ableitung entsprechend der zugehörigen Differenzialgleichungen $M(x) = -EI \cdot w(x)''$ oder mit Hilfe eines Stabwerkprogramms, bei dem die gemessenen Verformungen als Zwangsverschiebungen aufgebracht werden).

Exemplarisch erfolgt die Nachrechnung einer von VOLKMANN (2004) veröffentlichten Rohrschirmbiegelinie. Auf einen elastisch gebetteten Träger werden hierfür die gemessenen Verformungen als diskrete Zwangsverformungen aufgebracht.

Die Ergebnisse dieser Berechnung sind in Anlage 12 abgebildet.

Aus der beispielhaften Berechnung wird deutlich, dass - bedingt durch die nur diskret vorhandenen Messwerte - ein polygonal angenäherter Momentenverlauf entsteht, von dem angenommen werden muss, dass dieser zumindest zwischen den gemessenen Stützstellen vom realen Verlauf abweicht: Es entstehen Ungenauigkeiten bei der Ermittlung des maximalen Biegemoments aus den mittels Inklinometer gemessenen, diskreten Verformungen.

Die Verwendung eines Inklinometers macht den Einbau eines Messrohres als „Rohr im Rohr“ erforderlich, in dem die Inklinometersonde verschoben wird und die Messung im Messrohr erfolgt.

Die Inklinometersonde selbst besteht aus einem Stab (Länge 1 m), der mit elektrischem Neigungsmesser ausgestattet ist. Dieser wird von Hand bedient, die Messaufzeichnung kann aber automatisch erfolgen.

Um die axiale Rohrdeformation zu messen, kann im selben Messrohr ein Gleitmikrometer verwendet werden. Wie das Inklinometer wird es von Hand bedient und die Messaufzeichnung erfolgt automatisch. Das Gleitmikrometer misst mit einem digitalen Wegaufnehmer die Längenänderung zwischen zwei im Messrohr im Abstand von 1m befestigten Messmarken. Hierzu wird es in speziellen Nuten an den Messmarken eingerastet.

Wegen der einzubringenden Messtechnik, respektive dem einzubauenden Messrohr, kommen für die Messung nur Rohrschirme mit Querschnitten $d_N \geq 140$ mm in Betracht.

Der mögliche Messaufbau wird nachfolgend kurz beschrieben:

Wie bei der Messung mit DMS ist es erforderlich, das Rohrschirmrohr mit auf der Innenseite eingefrästen Rillen zu präparieren, um den Verbund zwischen Messrohr und Rohrschirmrohr (bzw. der späteren Verfüllung mit Zementmörtel) sicherzustellen.

Weil es angestrebt wird, die Rohrschnittgrößen nach etwa 3 m Rohrlänge zu erfassen und dies nur über eine möglichst vollständig bekannte Biegelinie möglich ist, wird empfohlen, die präparierte Rohrlänge auf mindestens 8 m - besser noch über die gesamte Länge des Rohrschirmrohres - auszudehnen. Das Messrohr sollte dementsprechend mindestens 6,5 m oder besser ebenso lang wie das Rohrschirmrohr ausgeführt werden.

Die Installation erfolgt ähnlich wie beim vorher vorgestellten Mess-GEWI:

Das Messrohr ist während des Verpressens des verbleibenden Ringraumes an beiden Enden mit einer Kappe geschützt. Nach dem Verpressen wird die vordere Kappe entfernt, so dass Inklinometer und Gleitmikrometer nach dem Erhärten des Verpressmörtels in das Messrohr eingesetzt werden können. Die Lage des Messrohres im Querschnitt des RS-Rohrs ähnelt derjenigen des Mess-GEWI's.

Skizzen zur Vorbereitung und Installation des Messaufbaus sind in Anlage 12 enthalten.

Betrachtung zur Genauigkeit des Gleitmikrometers und des Inklinometers

Für die Inklinometermessung kann nach Herstellerangaben etwa eine Genauigkeit von $\Delta\kappa = 0,1$ mm/m zugrunde gelegt werden. Die Genauigkeit des Gleitmikrometers liegt bei ca. $\Delta\varepsilon = \pm 0,002$ mm/m (vgl. z.B.: www.solexpert.com).

Die zu messenden Rohrnormalkräfte variieren in Abhängigkeit von Tunneldurchmesser, Gebirge, Überdeckung und Steifigkeit des Schirmes (vgl. Kapitel 4 und 5). Je nach Überlagerungshöhe, Querschnittsgröße und Bodenart ergibt sich aus der Messgenauigkeit ein relativer Fehler für die Normalkraft von $r(N) = 9\% \dots 2\%$ und für das Biegemoment von $r(M) = 25\% \dots 1\%$ (vgl. Anlage 12). Der relative Fehler ist dabei umgekehrt proportional zum Betrag der Schnittgröße.

Aus der Betrachtung wird klar, dass hohe Überlagerungen, große Tunnelquerschnitte und schlechte Böden, die zu hohen Rohrschnittgrößen führen, einen positiven Einfluss auf die relative Messgenauigkeit haben.

Zur aus der Messung stammenden Abweichung kommt die aus der Rückrechnung der Schnittgrößen stammende Ungenauigkeit hinzu.

Vorteile der Messung mit Messrohr / Inklinometer und Gleitmikrometer:

- Nachdem das Innenrohr zum Großteil aus Hartplastik besteht und damit im Vergleich zum außen liegenden Stahlrohr kaum relevante Steifigkeit besitzt, wird die Steifigkeit des gemessenen Stahlrohres kaum verändert.
- Bei der vom Inklinometer aufgenommenen Biegung handelt es sich um eine robust messbare Größe. Von VOLKMANN & SCHUBERT (2006, 2007) wurde das System bereits mit Erfolg eingesetzt.

Nachteile der Messung mit Messrohr / Inklinometer und Gleitmikrometer:

- Im Vergleich zur Messung mit DMS muss von einer höheren Ungenauigkeit ausgegangen werden.
- Bei der Rückrechnung der Biegelinie entsteht eine zusätzlichen Abweichungen zur „wahren“ Verteilung.
- Der Baubetrieb wird durch die wiederholten Messungen behindert. Es kann erforderlich sein, dass für die Durchführung der Messung, d.h. den Einbau und die Umsetzung der Inklinometer und Gleitmikrometersonde je nach Kalottenhöhe mit zusätzlichen Hilfsmitteln wie Hubkörben oder Ähnlichem gearbeitet werden muss. Ein Vortrieb ist in dieser Zeit nicht möglich.
- Die vor Ort zwingend erforderliche Person zur Ausführung der Messung erhöht die Messkosten.

8.5 Bewertung der möglichen Messaufbauten

Beide Messaufbauten erscheinen prinzipiell geeignet, um die Messziele bei den beschriebenen Randbedingungen zu erreichen.

Insbesondere wegen des geringeren Aufwands beim Messen bzw. wegen einer weitgehenden Vermeidung der Beeinträchtigung des Baubetriebes erscheint der Messaufbau mit DMS geeigneter.

Bei sorgsam erfolgter Kalibrierung sollte zudem die Genauigkeit der DMS Messung größer sein als bei einer Messung mit Inklinometer und Gleitmikrometer.

9. Zusammenfassung und Ausblick

9.1 Zusammenfassung: durchgeführte Untersuchungen und Ergebnisse

Ziel der vorliegenden Arbeit ist es, das Tragverhalten von stabförmigen, vorausseilenden Schirmsicherungen beim bergmännischen Tunnelbau besser verstehen und beschreiben zu können.

9.1.1 Eingrenzung der Problemstellung und Recherche

Wegen der Breite der Problemstellung erfolgte eine Eingrenzung der Untersuchungen auf Tunnelvortriebe im Lockergestein. Des Weiteren werden in Kapitel 1.3 Randbedingungen formuliert, die für den betrachteten Vortrieb gelten sollen. Wichtige Voraussetzungen sind hierbei:

- Die Geländeoberfläche ist eben.
- Der Tunnel befindet sich in homogenem Gebirge
- mit hinreichendem Abstand zu Diskontinuitäten wie z.B. der Anschlagswand.

Nach einer Betrachtung zum Bauverfahren wird zunächst die einschlägige Fachliteratur ausgewertet:

Wertvolle Hinweise können insbesondere den Arbeiten von VOLKMANN & SCHUBERT entnommen werden, die ausführliche Untersuchungen an Rohrschirmen in gebräuchlichem Festgestein durchgeführt haben.

Für Schutzschirme aus IBO-Ankern, die erst seit kurzem als vorausseilende Sicherung Verwendung finden, liegen bisher wenige Untersuchungen vor. Die numerischen Berechnungen von BRANDL (2005) geben erste Anhaltspunkte zum Tragverhalten von IBO-Ankern, welche durch die Analysen der vergangenen Kapitel weitgehend bestätigt werden.

9.1.2 Vorgehensweise und Methodik

Für den Kalottenvortrieb eines bergmännisch aufzufahrenden Tunnels wird ein eigenes Finite-Element-Modell entwickelt.

Hierzu werden zunächst Anforderungen an ein derartiges Modell spezifiziert. Einerseits kann diese aus der Betrachtung von durchgeführten Rohrschirmvortrieben gewonnen werden, andererseits werden die in der Fachliteratur veröffentlichten Beispiele für FEM-Simulationen von bergmännischen Vortrieben auf notwendige Modellkriterien hin überprüft.

Für die Erstellung und Berechnung des Modells wird das Programmpaket SOFiSTiK verwendet.

Nach dem Test von unterschiedlichen Materialmodellen für das Gebirge wird Hardening Plasticity Soil als das am besten geeignete herausgefiltert und für alle weiteren Untersuchungen verwendet.

Weitere Überprüfungen wie z.B. zur Diskretisierungsgenauigkeit werden durchgeführt.

Das erstellte und getestete Basismodell RS88 wird anschließend für eine Parametervariation benutzt.

Hierzu werden drei verschiedene Gebirgsgruppen festgelegt:

- Bodenvergleichsgruppe 1 - steifer bindiger Baugrund;
- Bodenvergleichsgruppe 2 - locker bis mitteldicht gelagerte Sande und Kiese;
- Bodenvergleichsgruppe 3 - mitteldicht bis dicht gelagerte Sande und Kiese.

Die Bodenvergleichsgruppen erhalten neben einem Satz von Basiswerten („Rohwerten“) noch eine Bandbreite, in denen sich die zugehörigen Modellparameter bewegen können.

Zwei geometrisch ähnliche Querschnitte werden aus dem für das Basismodell RS88 verwendeten Maulprofil abgeleitet. Damit stehen drei unterschiedlich große Ausbruchsquerschnitte für die Parametervariation zur Verfügung:

- QS1 mit einer Ausbruchsfläche von $30,2 \text{ m}^2$,
- QS2 mit einer Ausbruchsfläche von $53,8 \text{ m}^2$ und
- QS3 mit einer Ausbruchsfläche $80,4 \text{ m}^2$.

Neben Gebirge und Querschnittsgröße wird die Steifigkeit der stabförmigen Schirmelemente in den für die Bauweise sinnvollen Grenzen variiert.

Der dünnste IBO wird mit einem Außendurchmesser von d_N 32 mm berücksichtigt. Das dickste Rohr erhält einen Durchmesser von d_N 219 mm. Insgesamt erfolgen über 100 Berechnungen am FE-Modell mit variierten Parametern.

9.1.3 Ergebnisse

Als ein Ergebnis der Parametervariation können Prinzipien zum Tragverhalten der Schirme in den betrachteten Böden abgeleitet werden.

Die Biegebelastung und die in den Schirmstäben entstehende Normalkraft werden mit dem Trajektorienverlauf an Ortsbrust und Abschlag erklärt. Die Biegung der Rohre bzw. IBO's wird von dem eigensteifigkeitsabhängigen Anteil der aufliegenden Last aus dem plastifizierten Bereich oberhalb des Abschlags und zusätzlich von den nachlaufenden Setzungen des Tunnelquerschnitts beeinflusst.

Die Größe der entstehenden Schnittkräfte erweist sich als abhängig von Gebirgsparametern, Ausbruchsgröße und Steifigkeit der Schirme. Das Maximum der Biegemomentenbelastung wird bereits nach etwa drei Abschlügen unter dem Schirm erreicht. Die größte Druckkraft im Rohr entsteht gegen Ende des Abschlagszyklus im Bereich der Ortsbrust.

Die Steifigkeit des Schirms hat in den betrachteten Böden hingegen kaum Einfluss auf die entstehenden Verformungen und Konvergenzen. Unter anderem hieraus kann gefolgert werden, dass bei zweidimensionalen Berechnungen des Tunnelquerschnitts der Einfluss des Schirms zu vernachlässigen ist.

Die sich einstellende Stützkraft der Ortsbrustsicherung erweist sich als unabhängig von der Steifigkeit der Schirmsicherung. Das Vorhandensein eines Rohrschirms bringt keine Vorteile bei der Auslegung der Ortsbruststützung.

Es kann gezeigt werden, dass die Wirkung der Schirme nicht nur auf eine Stützung der Abschlagslaibung begrenzt ist, sondern dass sie als „Bewehrung“ das Gebirge vergüten:

Die horizontalen Gebirgsspannungen oberhalb des Verschneidungsbereichs Ortsbrust - Abschlagslaibung werden durch die stabförmigen Schirme reduziert.

Der betroffene Gebirgsbereich liegt genau im Verschneidungsbereich zweier Gewölbe um Abschlagslaibung und Ortsbrust. Die Stäbe dienen diesen Druckfeldern als Auflagerverankerung und reduzieren damit die Horizontalspannungen des Gebirges.

Durch die Reduktion der Spannungen sinkt die Ausnutzung des hinsichtlich Verbrüchen sensiblen, schlotartigen Bereichs oberhalb der Abschlagslaibung, weil hier die Vertikalspannungen infolge des Tunnelvortriebs stark abgesunken sind, so dass diese weit unter den horizontalen Gebirgsspannungen liegen.

Es wird gezeigt, dass die Größe der schlotförmigen Zone oberhalb des Abschlags mit zunehmender Steifigkeit des Schirms abnimmt. Allerdings genügen schon dünne Rohre bzw. IBO's, um einen signifikanten relativen Sicherheitsgewinn (im betrachteten Beispiel etwa 15 %) zu erreichen. Die Verringerung der plastischen Zone oberhalb des Abschlags wird dabei als Erhöhung der Vortriebs-

sicherheit interpretiert. Die Betrachtung geht dabei davon aus, dass durch eine Verkleinerung von plastischen Zonen mehr tragfähiges Gebirge zur Aufnahme von möglichen Einwirkungen aus dem Vortrieb verbleibt und die Robustheit zunimmt.

Für einen funktionsfähigen Vortrieb müssen vorauseilende Sicherung und restliches Ausbau- und Vortriebskonzept auf einander abgestimmt sein. Mögliche Versagensformen solcher Tunnelvortriebe können mehrere Ursachen haben:

Neben konstruktiven Fehlern bei der Auslegung des Ausbaus, wie

- zu geringer oder mangelhaft verteilter Ortsbruststützung,
- nicht ausreichendem Schutz gegen verbruchartige Setzungen der Kalottenfüße,
- zu geringe Verankerungslänge der Rohre / IBO's,
- Vernachlässigung von Schwächezonen (Stoßstellen) bzw. Unterdimensionierung von Rohren / IBO's,

können insbesondere schlagartig wechselnde Gebirgsverhältnisse zu kritischen Situationen bzw. im schlimmsten Fall zum Verbruch führen.

Auf der Grundlage von 92 Variationsuntersuchungen wird das Prognosemodell 1 direkt aus den Berechnungsergebnissen des FE-Modells abgeleitet.

Mit diesem können quantitative Voraussagen zu den Bemessungsschnittgrößen der Stäbe erfolgen.

Das Modell wird mit einem statistischen Verfahren getestet. Auf diese Weise kann ein Modellsicherheitsbeiwert abgeleitet werden.

Schließlich wird ein mögliches Nachweisformat für die Beurteilung der Querschnittstragfähigkeit und der verbleibenden Verankerungslänge vorgeschlagen.

Anhand eines Beispiels aus der Literatur erfolgt ein Plausibilitätsvergleich zum Betrag der mit dem Prognosemodell 1 ermittelten Rohrschirmschnittgrößen.

Darüber hinaus wird ein Ersatzmodell als Prognosemodell 2 an den Ergebnissen der Variationsrechnung kalibriert. Gewählt wird der elastisch gebettete Träger.

Neben der Steifigkeit der Bettung muss die Belastung des Ersatzträgers genauer untersucht und aus dem E-Modul abgeleitet werden.

Das Prognosemodell 2 erweist sich nach einer statistischen Auswertung als wesentlich ungenauer als Prognosemodell 1. Der Vorzug des elastisch gebetteten Trägers liegt in seiner Anpassbarkeit an unterschiedliche Randbedingungen. So ist es möglich, solche Situationen zu untersuchen, die von den bis dato gewählten Voraussetzungen abweichen.

Mit dem Prognosemodell 2 ist es jedoch nur möglich, die Rohrbiegung, aber nicht die Axialbelastung abzuschätzen. Die Genauigkeit der erzielbaren Ergebnisse für die Rohrbiegung liegt außerdem weit unter der Genauigkeit des Prognosemodells 1.

Für die Erstellung der beiden Prognosemodelle werden folgende Voraussetzungen gewählt:

- Das Gebirge ist homogen;
- das Gebirge befindet sich in normalkonsolidiertem Zustand;
- der Wandreibungswinkel der Schirmstäbe entspricht dem Reibungswinkel des Gebirges;
- es entstehen keine wesentlichen Auflockerungen durch den Installationsprozess, bzw. diese werden durch die nachträgliche Verpressung wieder überdrückt;
- die Abschlaglänge unter dem Rohrschirm ist kleiner gleich 1,0 m.

Im Anschluss an die Erstellung der beschriebenen Prognosemodelle wird untersucht, welche Auswirkungen auf die Rohrschnittgrößen zu erwarten sind, falls die oben aufgeführten Voraussetzungen nicht erfüllt sind. Der Prognoseraum wird dadurch erweitert.

Eine Überkonsolidierung des Gebirges zeigt nur beschränkten Einfluss auf das Tragverhalten der Schirme.

Erstaunlich geringen Einfluss auf die Schnittgrößen des Schirms hat die Abschlagslänge. Die Zunahme von Normalkraft und Biegemoment ist - wie beim Seitendruckbeiwert - unterproportional.

Die geringe Belastungszunahme würde prinzipiell für eine Verlängerung der Abschlagslänge sprechen. Dies ist jedoch mit dem verfolgten Sicherheitsgedanken einer robusten Konstruktion nicht vereinbar. In einer zusätzlichen Untersuchung wird deshalb die Reaktion des Systems auf eine mögliche Störzone betrachtet. Wie erwartet zeigt sich hierbei, dass bei Erhöhung der Abschlagslänge eine wesentlich höhere Zunahme der Schnittgrößen zu verkräften ist. Eine Vergrößerung der Abschlagslängen reduziert damit deutlich die Robustheit der Konstruktion.

Der bohrinduzierte Bodenentzug wird simuliert, indem die Elemente, die direkt zu den Schirmstäben benachbart sind, in ihrer Steifigkeit um bis zu 90 % reduziert werden. Die Untersuchungen ergeben, dass das Biegemoment um maximal 10 % abnimmt, während die Normalkraft um 52 % sinkt. Mit einer Verringerung der Rohrschnittgrößen ist eine Erhöhung der Gebirgsspannungen und damit eine Reduktion der Sicherheit des Tunnelvortriebs verbunden.

Der Wandreibungswinkel erweist sich als ineffektiv bezogen auf das Biegemoment der Stäbe. Der Betrag der Normalkraft sinkt wie erwartet mit dem Wandreibungswinkel. Ein Abfallen des Wandreibungswinkels verringert damit ebenfalls die Möglichkeit des Rohrschirms als Gebirgsbewehrung zu wirken.

Schließlich wird noch der Einfluss der Steifigkeit der Spritzbetonschale untersucht. In den betrachteten, baupraktisch sinnvollen Grenzen zeigen sich keine Auswirkungen auf das Biegemoment und nur geringe Auswirkungen auf die Normalkraft der Stäbe.

9.2 Ausblick: mögliche weiterführende Untersuchungen

In Kapitel 8 werden mögliche Messaufbauten vorgeschlagen, mit deren Hilfe die indirekte Messung von Rohrschirmschnittgrößen möglich erscheint.

Der Messaufwand hält sich insbesondere bei Anwendung des Messaufbaus mit DMS in Grenzen. Könnten die vorgeschlagenen Messungen an einem geeigneten Rohrschirm durchgeführt werden, so würde erstmalig die Existenz der Axialkraft im Rohr mittels Messung bestätigt werden. Je nach Genauigkeit des erzielten Messergebnisses wäre es eventuell möglich, die mit dieser Arbeit vorgestellten Prognosemodelle zu überprüfen bzw. zu bestätigen.

Über die Bestimmung der erforderlichen Querschnittsparameter von IBO-Ankern liegen (zumindest dem Autor) keine Untersuchungen vor. Inwiefern die Steifigkeit von IBO-Zuggliedern durch den umgebenden, wegen der wechselnden Belastungsrichtung mehrfach gerissenen Zementstein erhöht wird, kann wenn überhaupt dann nur grob abgeschätzt werden. Nachdem die Steifigkeit Einfluss auf die Schnittgrößen des Stabes hat, ist eine möglichst genaue Kenntnis von deren Größe erforderlich. Um Aufschluss über solche Querschnittsparameter zu erhalten, sind mechanische Versuche an Probekörpern denkbar, die durch die Auswertung von entsprechenden FE-Modellen begleitet werden.

Schließlich können die mit dieser Arbeit vorgestellten Verfahren auch auf andere Randbedingungen oder ähnliche Konstruktionen übertragen werden:

Zu den vergleichbaren Konstruktionen zählen z.B. Spießschirme, die wesentlich kürzer sind als Rohr- oder IBO-Schirme und häufiger eingebaut werden müssen. Erste Berechnungen zu solchen Konstruktionen zeigen ein bezüglich Stützwirkung und Schnittgrößenentwicklung ähnliches Verhalten wie die hier untersuchten Schirme. Ein häufig vorkommender Sonderfall für den Einsatz von Rohr- und IBO-Schirmen ist die typische Anschlagssituation, bei der ein Schirm direkt aus einer Baugrube oder in einen Hang gebohrt wird. Auch beim Durchfahren eines Beckens werden Rohrschirme eingesetzt. Für beide Situationen ist das in dieser Arbeit vorgestellte Prognosemodell 1 nicht oder nur eingeschränkt verwendbar, weil die Randbedingungen von den gewählten Voraussetzungen abweichen.

Literatur- und Quellenverzeichnis

ACLAIRICY-CAUDRON, DIAS & KASTNER

„Numerical modeling of a reinforcement process by umbrella arch“, S. ACLAIRICY-CAUDRON, D. DIAS & R. KASTNER (URGC Geotechnique, INSA de Lyon, Villeurbanne, France), L. Chantron (Centre d'Etude des Tunnels (CETU), Bron, France);

ASE (2007)

„ASE – Allgemeine Statik Finiter Element Strukturen“ Version 14.40, Handbuch zum Programm ASE der SOFiSTiK AG, SOFiSTiK AG Oberschleißheim, 2007;

BLIEM (2001)

„3D Finite Element Berechnungen im Tunnelbau“, Advances in Geotechnical Engineering and Tunneling Bd. 4, CHRISTOPH BLIEM, Logos Verlag Berlin 2001, ISBN 3-89722-750-9;

BRANDL (2005)

„Metro Santiago Tunnel de Acceso Pique Estacion El Parron, Design of Ischebeck Pipe Roof System“ Johann BRANDL – Geoconsult Holding, 2005, unveröffentlicht;

BRUGGER & SACHS (2008)

„Tunnelbau im Wandel von 20 Jahren am Beispiel Roppener Tunnel“ G. BRUGGER, M. Sachs (ÖSTU-STETTIN Hoch- und Tiefbau GmbH, Leoben/A), Österreichischer Tunneltag 2008, 08.10.2008, Salzburg, http://ita-aites.at/fileadmin/vortraegetunneltag08/roppener_tunnel.pdf, Stand Nov. 2011;

CHUNGSIK YOO (2002)

„Finite-element analysis of tunnel face reinforced by longitudinal pipes“, CHUNGSIK Yoo (Department of Civil and Environmental Engineering, Sungkyunkwan University, South Korea 440-746, Artikel in: Computers and Geotechnics 29 (2002) 73-94;

DICK (2002)

„Variabilität hydrologischer Regressionsmodelle“, Thomas DICK, Universität der Bundeswehr - Institut für Wasserwesen – Mitteilung – Heft 82/2002, ISBN 978-3486265408, Oldenbourg Verlag (2002);

EA-PFÄHLE (2007)

Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“ EA-PFÄHLE, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. (Hrsg.), ISBN 3433018707, Ernst & Sohn Verlag 2007;

FILLIBECK & VOGT (2010)

„Prognose und Wertung von Setzungen bei Lockergesteinsvortrieben“ Dr.-Ing. J. FILLIBECK & Prof. Dr.-Ing. N. VOGT, Taschenbuch für Tunnelbau 2010, S. 97 – 142, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik, VGE-Verlag GmbH, 2010, ISBN 978-3-86797-048-8;

GAMSJÄGER & SCHOLZ (2009)

„Pipe Roofing – Features & Application“, H. GAMSJÄGER & M. SCHOLZ, Ed Züblin GmbH und Bernhard Ingenieure ZT, <http://www.ctta.org/FileUpload/ita/2009/papers/P-03/P-03-05.pdf>, Stand Nov. 2011, Stand Nov. 2011;

GRUNDVORLESUNG GRUNDBAU (2004)

Skriptum der GRUNDVORLESUNG GRUNDBAU, Kapitel P: Erddruck, Lehrstuhl für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik, TUM Zentrum Geotechnik, Prof. Norbert Vogt;
http://www.gb.bv.tum.de/index.php?option=com_content&view=article&id=71&Itemid=76&lang=de, Stand Nov. 2011 ;

HEIDKAMP (2009)

„Materialmodellierung“, Vortragsunterlagen 16.10.2009, Dr. Holger HEIDKAMP, SOFiSTiK AG, Oktober 2009, unveröffentlicht;

HOFFMANN (1987)

„Eine Einführung in die Technik des Messens mit Dehnungsmessstreifen“, Karl Hoffmann, Druckerei Drach Pfungstadt (1987), ASIN B001ALAP1W;

ISCHEBECK (2004)

„IBO-Anker für den Tunnelbau“, Produktinformation der Friedr. ISCHEBECK GmbH, unveröffentlicht;

ISCHEBECK (2005)

„New approaches in Tunneling with Composite Canopies TITAN Installation-Design-Monitoring“, Dipl.-Ing. Ernst F. ISCHEBECK, Summerschool on Rational Tunneling, University of Innsbruck 3.-6. Oct. 2005; unveröffentlicht;

JACKSTÄDT (2001)

„Anwendung des Düsenstrahlverfahrens im Tunnelbau“, HEIKE JACKSTÄDT, Diplomarbeit an der Professur Grundbau Prof. Dr.-Ing. K.J. Witt, Bauhaus-Universität Weimar, Dipl.-Reg-Nr. B/2000/170;

JODL, ALTINGER, BICHLER, KRIEBAUM & SCHLOSSER (2005)

„Vortriebsmethoden und Ausbau von Tunneln“, HANS GEORG JODL, GERNOT ALTINGER, MARTINA BICHLER, J. WOLFGANG KRIEBAUM & WOLFGANG SCHLOSSER in Betonkalender 2005, S. 21 - 118, Band 1: Tunnelbauwerke, Hrsg.: Konrad Bergmeister, Johann-Dietrich Wörner, ISBN 978-3-433-01670-1, Ernst & Sohn Verlag, Berlin 2005;

JOHN, MATTLE & ZOIDL (2003)

„Berücksichtigung des Materialverhaltens des jungen Spritzbetons bei Standsicherheitsuntersuchungen für Verkehrstunnel“, Dipl. Ing. Dr. techn. Max JOHN, Dipl. Ing. Bruno MATTLE, Dipl. Ing. Thomas ZOIDL, I-L-F Beratende Ingenieure, Innsbruck, in Taschenbuch für Tunnelbau 2003, S. 149 – 187, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik, VGE-Verlag GmbH, 2003, ISBN 978-3773912862;

KEITER & HEIDKAMP

„Hypoplastisches Stoffmodell nach von Wolffersdorff – Umsetzung für die SOFiSTiK AG“, T. KEITER & Holger HEIDKAMP, unveröffentlicht;

KELLNER, FILLIBECK & VOGT (2006)

„Schlauchwaagenmessungen und DMS-Messungen bei der Erweiterung U6 Marienplatz München“, Dipl.-Ing. Christian KELLNER, Dr.-Ing, Jochen FILLIBECK & Prof. Dr.-Ing. N. VOGT, in: Schriftenreihe der TU Braunschweig, Heft 82, „Messen in der Geotechnik“, Februar 2006, S.171;

KIELBASSA & DUDDECK (1991)

„Stress-Strain Fields at the Tunnel Face – Three-dimensional Analysis for Two-dimensional Technical Approach“, S. KIELBASSA AND H. DUDDECK, Artikel in: Rock Mechanics and Rock Engineering 24, S. 115-132, 1991, Springer-Verlag Österreich;

KINDMANN & FRICKEL (2003)

„Plastische Bemessung im Stahlbau“, Univ.- Prof. Dr.-Ing. Rolf KINDMANN & Dr.-Ing. Jörg FRICKEL, Der Prüferingenieur April 2003, Nr. 22, S. 63 – 78, Zeitschrift der Bundesvereinigung der Prüferingenieure für Bautechnik, ISSN 1430-9084;

KOLYMBAS (1998)

„Geotechnik – Tunnelbau und Tunnelmechanik“, Dimitrios KOLYMBAS, Springer Verlag Berlin Heidelberg 1998, ISBN 3-540-62805-3;

MAIDL & STEIN (2002)

„Die Weiterentwicklung der Spritzbetonbauweise durch Gebirgsverbesserung“, B. MAIDL & V. STEIN, in: Bauingenieur 77, Juni 2002, Springer VDI Verlag, S. 251 - 259;

MÄMPEL & FABER (2005)

„Ischebeck GmbH, Verbundschirm aus Injektionsbohrankern Typ TITAN 40/16 – WIBOREX 40/16, Gutachten zum Baustellenversuch“, H. MÄMPEL & U. FABER Ingenieurbüro Prof. Maidl, 2005, unveröffentlicht;

MEIßNER (1991)

„Empfehlungen des Arbeitskreises „Numerik in der Geotechnik“ der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Tunnelbau e.V.“ Teil 1, H. MEIßNER 1991, Geotechnik 14 (1991) S. 1-10, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik, VGE-Verlag GmbH;

MEIßNER (1996)

„Tunnelbau unter Tage - Empfehlungen des Arbeitskreises 1.6 „Numerik in der Geotechnik“, Abschnitt 2“, H. MEIßNER 1996, Geotechnik 19 (1996) S. 99-108, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik, VGE-Verlag GmbH;

MÖLLER, KRAJEWSKI & WAWRZYNIAK (2010)

„Bemessung von Tunnelbauwerken in bindigem Boden – Erfahrung mit unterschiedlichen Stoffgesetzen“ Dr. MÖLLER, Prof. Dr. KRAJEWSKI, Dr. WAWRZYNIAK, Felsbau Magazin 2010, Heft 1, VGE Verlag GmbH, Essen 2010;

MÖLLER & VERMEER (2006)

„Simulation of the NATM Using 2D and 3D Numerical Analysis“, Sven Christian MÖLLER & Peter A. VERMEER, Felsbau 24 No. 2 2006, S. 52 - 56, VGE-Verlag GmbH, Essen;

PALLA & LEITNER (2009)

„Anwendung des Düsenstrahlverfahrens auf den verschiedenen Baulosen im Unterinntal“, Reinhold Palla & Stefan Leitner; Geomechanics and Tunneling 2 (2009) No. 6; ÖGG- Österreichische Gesellschaft für Geomechanik; Ernst und Sohn Verlag; ISBN 1865-7362;

PATENTSCHRIFT (1986)

„PATENTSCHRIFT DE 3639 891 C2“, Deutsches Patentamt Bundesrepublik Deutschland, Patentinhaber: Bilfinger + Berger Bauaktiengesellschaft, 6800 Mannheim, DE, Anmeldetag 21.11.86, Erfinder: M. Geiger, W. Lindemann, R. Schmidt & H. Sobottka, Vertreter: G. Ratzel;

PELZ, FILLIBECK & VOGT (2009)

„Die Ermittlung der Überkonsolidation und deren Berücksichtigung bei FE-Berechnungen am Beispiel des (feinkörnigen) Münchener Tertiärs“, Dipl.-Ing. Gerrit PELZ, Dr.-Ing. Jochen Fillibeck, Prof. Dr.-Ing. Norbert Vogt, Geotechnik 32 (2009) Nr. 2 S. 96-109, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik, VGE-Verlag GmbH;

PÖTTLER, SPIEGEL, VOLKMANN & LEITNER (2004)

„Lastabtragung an der Ortsbrust unter Berücksichtigung der Ortsbruststabilität und vorauseilenden Sicherung“, Pöttler R., Volkmann G., Spiegel A. & Leitner R. , 33. Geomechanik-Kolloquium, Veröffentlichungen des Institutes für Geotechnik der TU Bergakademie Freiberg (179-200);

RAUSCHER (1988)

„Rohrschirmdecke in Tunnellängsrichtung als Tragelement bei seichten Unterfahrungen“, Dr. W. Rauscher, Tagungsband der ETH Zürich, Institut für Bauplanung und Baubetrieb, Fels- und Untertagebau, Seiten 85-94, April 1988;

REINDERS (1999)

„Vergleichende dreidimensionale Berechnungen von Spritzbetonvortrieben im Ton mit Hilfe der Finite-Element-Methode“, Peter Reinders, Veröffentlichung des Instituts für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Verkehrswasserbau der RWTH Aachen, Hrsg. Univ.-Prof. Dr.-Ing. W. Wittke, Heft 34 Aachen 1999, ISSN 0341-7956;

SCHANZ (1998)

„Zur Modellierung des mechanischen Verhaltens von Reibmaterialien“, T. Schanz, Habilitationsschrift, Insitut für Geotechnik der Universität Stuttgart, 1998;

SCHIKORA (1982)

„Berechnungsmodeli und Messergebnisse eines seicht liegenden Doppeltunnels im quartären Kies“, Schikora K., Tunnel 3/82, Bau Verlag, S. 153-538;

SCHIKORA (1997)

„Der elastisch gebettete Balken“, Skript zu „Ausgewählte Kapitel“ Vertiefungsvorlesung Statik, Lehrstuhl für Statik, Prof. Dr.-Ing. K. Schikora, 1997, nicht veröffentlicht;

SCHIKORA & OSTERMEIER (1992)

„Tunnelprojekt im Altstadtbereich von Dingolfing mit geringer Überdeckung – Tragverhalten mit und ohne Rohrschirm“, K. Schikora & B. Ostermeier, in: Bauingenieur 67, 1992, Springer VDI Verlag, S. 19 - 25;

SCHIKORA & THOMEÉ (2005)

„Bemessungskonzepte im Tunnelbau – Spritzbeton – Stahlfaserbeton“, Karl Schikora & Bernhard Thomeé Fachgebiet Baustatik, Technische Universität München, Baustatik-Baupraxis 9, TU Dresden 2005;

SCHMID (2003)

„Ansätze für die Gewölbewirkung zwischen Rohrschirmrohren“, Diplomarbeit von Schmid, Institut für Felsmechanik und Tunnelbau, TU Graz, Prof. W. Schubert, Ass. Dipl.-Ing. Günter Volkmann;

SCHMIDT (2007)

„Tunnel Fuente Buena, The Use of Micropiles in Tunneling“, Diplomarbeit von Falko Schmidt, Prof. Heinz Konietzky TU Bergakademie Freiberg, Prof. Cesar Sagasta Milan Universidad de Cantabria;

SCHUCK & STÄDING (2006)

„Bemessung von Eisenbahntunneln auf der Grundlage des Teilsicherheitskonzepts nach Richtlinie 853“, Dipl.-Ing. Winfried Schuck & Dr.-Ing. Axel Städing, Tunnelbautaschenbuch 2006, S. 93-141, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik, VGE-Verlag GmbH, 2005, ISBN 978-3-7739-1337-1;

SKRIPTUM TUNNELBAU (2008)

Skriptum Tunnelbau, Kapitel 3: Statik von Tunnelbauwerken, Lehrstuhl für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik, TUM Zentrum Geotechnik, Prof. Norbert Vogt;

SKRIPTUM VERTIEFUNG GEOTECHNIK I (2006)

Skriptum der Vertiefung Geotechnik I, Kapitel 3 Stoffgesetze, Lehrstuhl für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik, TUM Zentrum Geotechnik, Prof. Norbert Vogt;

SPANG, HÄRING & SCHILLER (2010)

„Losenbergtunnel: 3-D-Simulation eines Rohrschirmvortriebs“, Christian Spang, Achilles Häring & Mathias Schiller, Felsbau Magazin 2010, Heft 2, VGE Verlag GmbH, Essen 2010;

STIEBER (2001)

„Auswirkungen eines Rohrschirms auf die Verringerung der Verformung bei Tunneln großer Spannweite“, Diplomarbeit von Christiane Stieber, TU München Lehrstuhl für Statik, Prof. Dr.-Ing. K. Schikora;

STONE (1974)

„Cross-validatory Choice and Assessment of Statistical Predictions“, M. Stone, Journal of the Royal Statistical Society, Series B, 36, S. 111 - 147;

STÖCKL (2002)

„Numerische Berechnungen der Tragwirkung von Rohrschirmen mit PFC^{2D}-Kalibrierung mit simulierten „Base Friction“ Versuchen“, Diplomarbeit von Christian Stöckl, Institut für Felsmechanik und Tunnelbau TU Graz, Prof. W. Schubert, Ass. Dipl.-Ing. Günter Volkmann;

TALPA (2009)

„TALPA – Statik ebener und axialsymmetrischer Systeme in der Geomechanik“ Version 23.60, Handbuch zum Programm TALPA der SOFiSTiK AG, SOFiSTiK AG Oberschleißheim, 2009;

TITAN (2008)

Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Nr. Z-34.14-209 „Verpresspfähle TITAN“, Antragssteller: Friedr. Ischebeck GmbH, Geltungsdauer bis: 30. April 2013, Deutsches Institut für Bautechnik, 10829 Berlin, 28. März 2008, Kolonnenstraße 30L;

THYSSEN KRUPP (2008)

„Ankertechnik. Sicherheit im Bauwesen“, Prospekt der Thyssen Krupp GfT Tiefbautechnik GmbH;
http://www.tkgftbautechnik.com/deutsch/_pdf/Ankertechnik/Ankertechnik_DE_08_2008.pdf, Stand Nov. 2011;

TUNNEL STAMMHAM 1 (1999)

„Tunnel Stammham – Bereich Baugrube – Südportal, Anschlagswand; Bauphasen Anschlag + Kalottenvortrieb“ Neubaustrecke Nürnberg – Ingolstadt; Plan A07630060632316010-01, Schad und W. H. Gais, Alfred Kunz GmbH, November 1999, unveröffentlicht;

TUNNEL STAMMHAM 2 (1999)

„Tunnel Stammham – Voreinschnitt Süd, Statische Berechnungen Nachtrag 3“ zur Neubaustrecke Nürnberg – Ingolstadt, W. H. Gais, Alfred Kunz GmbH, November 1999, unveröffentlicht;

TUNNEL STAMMHAM 3 (1999)

„Tunnel Stammham – Tunnelröhre, Rohrschirm Ausbruchsklasse K6.4A-R“ zur Neubaustrecke Nürnberg – Ingolstadt, ILF Beratende Ingenieure ZT Gesellschaft mbH, Plan A0763066323-50-06, August 1999, unveröffentlicht;

TUNNEL STAMMHAM 4 (2000)

„Tunnel Stammham – Vortrieb Süd“ Neubaustrecke Nürnberg – Ingolstadt; Pläne A076300606323050062-02, A076300606323050066-02, A076300606323050067-02, Wilhelm und W. H. GAIS, Alfred Kunz GmbH, März 2000, unveröffentlicht;

VOGT & VOGT (2008)

„Knicken von Pfählen, Ergebnisse von Pfahlbelastungsversuchen und Vorstellung eines einfachen Berechnungsverfahrens“, Prof. Dr.-Ing. Norbert Vogt & Dipl.-Ing. Stefan Vogt, Vortrag im Rahmen des Geotechnik Seminars „Die neue EA – Pfähle“ Nov. 2008 TU München, unveröffentlicht;

VOLKMANN (2003)

„Rock Mass – Pipe Roof Support Interaction Measured by Chain Inclinometers at the Birglitunnel“, G. M. Volkmann, Beitrag zum „International Symposium on Geo Technical Measurements and Modelling, Karlsruhe;

VOLKMANN (2004)

„A Contribution to the Effect and Behavior of Pipe Roof Supports“, G. M. Volkmann, Beitrag zum Eurock 2004 & 53rd Geomechanics Colloquium. Schubert (ed.) 2004 VGE;

VOLKMANN & SCHUBERT (2006)

„A Contribution to the Design of Tunnels Supported by a Pipe Roof“, G. M. Volkmann & Schubert W. und Butten E. A., 2006, Beitrag zum 41ten U.S. Rock Mechanics Symp. American Rock Mech. Assoc., ARMA/USRMS 06-976, June 17-21;

VOLKMANN & SCHUBERT (2007)

„Geotechnical Model for Pipe Roof Supports in Tunneling“, G. M. Volkmann & W. Schubert, Beitrag zum 33ten World Tunneling Congress, Prag Mai 2007;

VOLKMANN & SCHUBERT (2008)

„Tender Document Specifications for Pipe Umbrella installation methods“, G. M. Volkmann & W. Schubert, Beitrag zum 34ten World Tunneling Congress, Agra, Indien September 2008;

WITTKÉ (2009)

„Konventioneller Tunnelbau in innerstädtischen Bereichen – Risiken und Chancen“, Prof. Dr.-Ing. habil. Dr.-Ing. E. h. Walter WITTKÉ, Geotechnik 32 (2009) Nr. 4 S. 198-211, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik, VGE-Verlag GmbH, 2009;

WITTKÉ, PIERAU & ERICHSEN (2002)

„New Austrian Tunneling Method (NATM) – Stability Analysis and Design“; Walter WITTKÉ, Berndt PIERAU & Claus ERICHSEN; WBI Print 5, VGE-Verlag Glückauf GmbH, Essen 2002, ISBN 3-7739-1305-2;

WITTKÉ & WITTKÉ-GATTERMANN (2007)

„Bau des Neuen Buschtunnels bei Aachen“, Dr.-Ing. Martin Wittke und Dr.-Ing. Patricia Wittke-Gattermann, Tunnelbautaschenbuch 2008 S. 187-206, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik, VGE-Verlag GmbH, 2007, ISBN : 978-3-86797-001-3;

Anlage 1: Eingabedatei RS88

Nachfolgend ist die Eingabedatei RS88 des erzeugten FE-Modells in wesentlichen Auszügen wiedergegeben.

Die Datei wurde mit dem Programm SOFiSTiK Version 94.11 mit dem Editor TEDDY in CADINP Eingabesprache erstellt. Die verwendeten Programmmodule sind

- prog aqua; zur Definition von Material und Querschnitten;
- prog genf; zur Netzerzeugung;
- prog sofimsha; zur Optimierung der Bandbreite des Gleichungssystems;
- prog ase; zur Berechnung der Lastfälle;
- prog aqb; zur nachfolgenden Spannungsermittlung der berechneten Stäbe;

```

$-----
$ Material- und Querschnittsdefinition
$-----
$ Parameter für GRAN EXTENDET
$ * Initial loading
#define E50_ref=47000 $ Young's modulus, primary loading [KN/m²]
#define m=0.5 $ Exponent [-]
#define Rf=0.90 $ Failure coefficient [-]
#define sig_ref=100 $ Reference stress [KN/m²]
$ * Un-, reloading
#define Eur=94000 $ Young's modulus, un-/reloading [KN/m²]
#define mue=0.333 $ Poisson's ratio [-]
$ * Strength/dilatancy
#define fi=30 $ Friction angle [°]
#define c=3 $ Cohesion [KN/m²]

+prog aqua urs:1
norm din 1045-1
beto 25 c 25
stah 235 s 235
stah 500 bst 500

$qk nr 1 ra 0.07 ri 0.06 mnr 235 bez 'Rohrschirmrohr dn 140'
$qk nr 2 ra 0.016 ri 0.011 mnr 500 bez 'IBO/ SN Spieß dn 32'
$qk nr 1 ra 0.08 ri 0.07 mnr 235 bez 'Rohrschirmrohr dn 160'
$qk nr 1 ra 0.030 ri 0.02515 mnr 235 bez 'Rohrschirmrohr dn 60'
qk nr 1 ra 0.044 ri 0.034 mnr 235 bez 'Rohrschirmrohr dn 88' $ Rohrschirm
qk nr 2 ra 0.044 ri 0.034 mnr 235 bez 'Rohrschirmrohr dn 88' $ die erf. Stützkraft liegt bei
etwa 2200 kN -> kleinere RS und IBO wären überlastet!!!!
qb nr 111 h 1.5 b 1 mnr 25 bez 'Randträger'
qb nr 222 h 0.75 b 0.5 mnr 25 bez 'Randträger'
MAT 1 E $(Eur) MUE $(mue) GAM 19 bez 'Soil (GRAN)'
NMAT 1 art GRAN P1 $(fi) P2 $(c) P5 $(E50_ref) P9 $(E50_ref) P10 $(m) P12 $(sig_ref) p6 0.5
MAT 2 E $(Eur) MUE $(mue) GAM 19 bez 'Soil (GRAN)'
NMAT 2 art GRAN P1 $(fi) P2 $(c) P5 $(E50_ref) P9 $(E50_ref) P10 $(m) P12 $(sig_ref) p6 0.5
MAT 3 E $(Eur) MUE $(mue) GAM 19 bez 'Soil (GRAN)'
NMAT 3 art GRAN P1 $(fi) P2 $(c) P5 $(E50_ref) P9 $(E50_ref) P10 $(m) P12 $(sig_ref) p6 0.5
MAT 4 E $(Eur) MUE $(mue) GAM 19 bez 'Soil (GRAN)'
NMAT 4 art GRAN P1 $(fi) P2 $(c) P5 $(E50_ref) P9 $(E50_ref) P10 $(m) P12 $(sig_ref) p6 0.5
MAT 5 E $(Eur) MUE $(mue) GAM 19 bez 'Soil (GRAN)'
NMAT 5 art GRAN P1 $(fi) P2 $(c) P5 $(E50_ref) P9 $(E50_ref) P10 $(m) P12 $(sig_ref) p6 0.5
MAT 6 E $(Eur) MUE $(mue) GAM 19 bez 'Soil (GRAN)'
NMAT 6 art GRAN P1 $(fi) P2 $(c) P5 $(E50_ref) P9 $(E50_ref) P10 $(m) P12 $(sig_ref) p6 0.5
ende

```

```

$-----
$ Netzerzeugung
$-----

```

```

+prog genf urs:2
syst raum
kopf 'netzerstellung'

```

```

$-----
$ Erzeugung der Knoten - exemplarisch werden nur die ersten Knoten hier wiedergegeben
$-----

```

```

$ Abschlag 1 anfang -----nr 1 - 750

```

```

$ Knoten Abschlag 1 Kalotte

```

KNOT	56+750*3	X	25.570986	Y	14.148224	Z	-7
KNOT	57+750*3	X	25.847139	Y	14.148224	Z	-7
KNOT	60+750*3	X	25.189020	Y	14.637062	Z	-7
KNOT	62+750*3	X	24.948463	Y	14.615073	Z	-7
KNOT	64+750*3	X	24.723820	Y	14.594539	Z	-7
KNOT	66+750*3	X	24.458658	Y	14.119701	Z	-7
KNOT	67+750*3	X	23.557823	Y	15.463865	Z	-7
KNOT	70+750*3	X	23.722246	Y	14.280811	Z	-7
KNOT	71+750*3	X	23.965540	Y	14.371630	Z	-7
KNOT	74+750*3	X	23.530762	Y	14.209529	Z	-7
KNOT	76+750*3	X	23.418047	Y	13.603630	Z	-7
KNOT	78+750*3	X	22.653873	Y	13.864769	Z	-7
KNOT	81+750*3	X	22.507641	Y	13.729056	Z	-7

```

...

```

```

$-----
$ Erzeugung der Elemente - exemplarisch hier nur die ersten Elemente
$-----

```

```

$ Abschlag 1 -----

```

```

$ Kalotte

```

```

grup 1+20*3

```

bric	1001+20000*3	121+750*3	122+750*3	128+750*3	127+750*3	121+750*1	122+750*1	128+750*1
	127+750*1 mnr 1							
bric	1002+20000*3	123+750*3	121+750*3	127+750*3	126+750*3	123+750*1	121+750*1	127+750*1
	126+750*1 mnr 1							
bric	1003+20000*3	118+750*3	123+750*3	126+750*3	115+750*3	118+750*1	123+750*1	126+750*1
	115+750*1 mnr 1							
bric	1004+20000*3	113+750*3	118+750*3	115+750*3	114+750*3	113+750*1	118+750*1	115+750*1
	114+750*1 mnr 1							
bric	1005+20000*3	110+750*3	111+750*3	118+750*3	113+750*3	110+750*1	111+750*1	118+750*1
	113+750*1 mnr 1							
bric	1006+20000*3	111+750*3	116+750*3	123+750*3	118+750*3	111+750*1	116+750*1	123+750*1
	118+750*1 mnr 1							
bric	1007+20000*3	116+750*3	124+750*3	121+750*3	123+750*3	116+750*1	124+750*1	121+750*1
	123+750*1 mnr 1							
bric	1008+20000*3	124+750*3	102+750*3	122+750*3	121+750*3	124+750*1	102+750*1	122+750*1
	121+750*1 mnr 1							
bric	1009+20000*3	100+750*3	114+750*3	115+750*3	94+750*3	100+750*1	114+750*1	115+750*1
	94+750*1 mnr 1							
bric	1010+20000*3	89+750*3	100+750*3	94+750*3	91+750*3	89+750*1	100+750*1	94+750*1
	91+750*1 mnr 1							
bric	1011+20000*3	87+750*3	85+750*3	100+750*3	89+750*3	87+750*1	85+750*1	100+750*1
	89+750*1 mnr 1							

bric 1012+20000*3 85+750*3 113+750*3 114+750*3 100+750*3 85+750*1 113+750*1 114+750*1
 100+750*1 mnr 1
 bric 1013+20000*3 99+750*3 110+750*3 113+750*3 85+750*3 99+750*1 110+750*1 113+750*1
 85+750*1 mnr 1

...

stab 1 121+750*3 121+750*1 qnr 2 \$ Ortsbrustanker
 stab 2 114+750*3 114+750*1 qnr 2 \$ Ortsbrustanker
 stab 3 89+750*3 89+750*1 qnr 2 \$ Ortsbrustanker
 stab 4 103+750*3 103+750*1 qnr 2 \$ Ortsbrustanker
 stab 5 99+750*3 99+750*1 qnr 2 \$ Ortsbrustanker
 stab 6 56+750*3 56+750*1 qnr 2 \$ Ortsbrustanker
 stab 7 70+750*3 70+750*1 qnr 2 \$ Ortsbrustanker
 stab 8 100+750*3 100+750*1 qnr 2 \$ Ortsbrustanker

...

\$ Spritbetonschale Abschlag 1 -----

\$ Kalotte -----

grup 19+20*3

quad nr 1 162+750*3 55+750*3 55+750*1 162+750*1 mnr 25 d 0.25
 quad nr 2 55+750*3 59+750*3 59+750*1 55+750*1 mnr 25 d 0.25
 quad nr 3 59+750*3 61+750*3 61+750*1 59+750*1 mnr 25 d 0.25
 quad nr 4 61+750*3 63+750*3 63+750*1 61+750*1 mnr 25 d 0.25
 quad nr 5 63+750*3 65+750*3 65+750*1 63+750*1 mnr 25 d 0.25
 quad nr 6 65+750*3 72+750*3 72+750*1 65+750*1 mnr 25 d 0.25
 quad nr 7 72+750*3 69+750*3 69+750*1 72+750*1 mnr 25 d 0.25

...

\$ Rohrschirmrohre aktueller Abschnitt -----

grup 18+20*3

stab 1 409+750*3 409+750*1 qnr 1 \$
 stab 2 415+750*3 415+750*1 qnr 1 \$
 stab 3 422+750*3 422+750*1 qnr 1 \$
 stab 4 427+750*3 427+750*1 qnr 1 \$
 stab 5 434+750*3 434+750*1 qnr 1 \$
 stab 6 440+750*3 440+750*1 qnr 1 \$
 stab 7 446+750*3 446+750*1 qnr 1 \$
 stab 8 452+750*3 452+750*1 qnr 1 \$
 stab 9 458+750*3 458+750*1 qnr 1 \$
 stab 10 464+750*3 464+750*1 qnr 1 \$
 stab 11 472+750*3 472+750*1 qnr 1 \$
 stab 12 478+750*3 478+750*1 qnr 1 \$
 stab 13 484+750*3 484+750*1 qnr 1 \$
 stab 14 490+750*3 490+750*1 qnr 1 \$
 stab 15 496+750*3 496+750*1 qnr 1 \$
 stab 16 502+750*3 502+750*1 qnr 1 \$

\$ Rohrschirmrohre vorheriger Abschnitt (obsolet)-----

\$grup 17+20*3

\$stab 1 503+750*3 503+750*1 qnr 1
 \$stab 2 512+750*3 512+750*1 qnr 1
 \$stab 3 521+750*3 521+750*1 qnr 1
 \$stab 4 531+750*3 531+750*1 qnr 1
 \$stab 5 540+750*3 540+750*1 qnr 1
 \$stab 6 549+750*3 549+750*1 qnr 1
 \$stab 7 558+750*3 558+750*1 qnr 1


```

$stab 8 567+750*3 567+750*1 qnr 1
$stab 9 576+750*3 576+750*1 qnr 1
$stab 10 585+750*3 585+750*1 qnr 1
$stab 11 594+750*3 594+750*1 qnr 1
$stab 12 605+750*3 605+750*1 qnr 1
$stab 13 614+750*3 614+750*1 qnr 1
$stab 14 623+750*3 623+750*1 qnr 1
$stab 15 632+750*3 632+750*1 qnr 1
$stab 16 641+750*3 641+750*1 qnr 1

```

\$ 1. Ring um Tunnel

grup 4+20*3

```

bric 4018+20000*3 183+750*3 93+750*3 129+750*3 224+750*3 183+750*1 93+750*1 129+750*1
224+750*1 mnr 2

```

...

```

$-----
$ knotenfesthaltung - exeplarisich für die erste Knotenreihe
$-----

```

\$ Scheibe -2

```

knot (1+750*3 749+750*3 1) fix pz
knot 732+750*3 fix pxpz
knot 733+750*3 fix pxpz
knot 734+750*3 fix pxpz
knot 735+750*3 fix pxpz
knot 736+750*3 fix pxpz
knot 737+750*3 fix pxpz
knot 738+750*3 fix pxpz
knot 739+750*3 fix pxpypz
knot (740+750*3 742+750*3 1) fix pypz
knot 743+750*3 fix pypxpz
knot 288+750*3 fix pxmzpz
knot 283+750*3 fix pxmzpz
knot 258+750*3 fix pxmzpz
knot 238+750*3 fix pxmzpz
knot 237+750*3 fix pxmzpz
knot 195+750*3 fix pxmzpz
knot 160+750*3 fix pxmzpz
knot 161+750*3 fix pxmzpz
knot 148+750*3 fix pxmzpz
knot 145+750*3 fix pxmzpz
knot 144+750*3 fix pxmzpz
knot 128+750*3 fix pxmzpz
knot 122+750*3 fix pxmzpz
knot 102+750*3 fix pxmzpz
knot 57+750*3 fix pxmzpz
knot 162+750*3 fix pxmzpz
knot 407+750*3 fix pxmzpz
knot 502+750*3 fix pxmzpz $ mit RS
knot 501+750*3 fix pxmzpz
knot 691+750*3 fix pxmzpz
knot 642+750*3 fix pxmzpz
knot 641+750*3 fix pxmzpz
knot 640+750*3 fix pxmzpz
knot 730+750*3 fix pxmzpz

```

```
knot 731+750*3 fix pxmzpz
knot 196+750*3 fix pxmzpz
knot 239+750*3 fix pxmzpz
knot 259+750*3 fix pxmzpz
knot 261+750*3 fix pxmzpz
knot 409+750*3 fix pzmz $ mit RS
knot 415+750*3 fix pzmz $ mit RS
knot 422+750*3 fix pzmz $ mit RS
knot 427+750*3 fix pzmz $ mit RS
knot 434+750*3 fix pzmz $ mit RS
knot 440+750*3 fix pzmz $ mit RS
knot 446+750*3 fix pzmz $ mit RS
knot 452+750*3 fix pzmz $ mit RS
knot 458+750*3 fix pzmz $ mit RS
knot 464+750*3 fix pzmz $ mit RS
knot 472+750*3 fix pzmz $ mit RS
knot 478+750*3 fix pzmz $ mit RS
knot 484+750*3 fix pzmz $ mit RS
knot 490+750*3 fix pzmz $ mit RS
knot 496+750*3 fix pzmz $ mit RS
knot 503+750*3 fix pzmz $ mit RS
knot 512+750*3 fix pzmz $ mit RS
knot 521+750*3 fix pzmz $ mit RS
knot 531+750*3 fix pzmz $ mit RS
knot 540+750*3 fix pzmz $ mit RS
knot 549+750*3 fix pzmz $ mit RS
knot 558+750*3 fix pzmz $ mit RS
knot 567+750*3 fix pzmz $ mit RS
knot 576+750*3 fix pzmz $ mit RS
knot 585+750*3 fix pzmz $ mit RS
knot 594+750*3 fix pzmz $ mit RS
knot 605+750*3 fix pzmz $ mit RS
knot 614+750*3 fix pzmz $ mit RS
knot 623+750*3 fix pzmz $ mit RS
knot 632+750*3 fix pzmz $ mit RS
```

...

ende

```
$-----
$ Optimierung der Bandbreite der Steifigkeitsmatrix
$-----
```

```
+prog sofimsha urs:3
syst rest gdir negy
steu opti 50
ende
```

```

$-----
$ Änderung Materialgesetz Gebirge auf Mohr-Coulomb für LF1 Primärzustand numerisch
$-----

+prog aqua urs:5
norm din 1045-1
beto 25 c 25
stah 235 s 235
stah 500 bst 500
$qk nr 1 ra 0.07 ri 0.06 mnr 235 bez 'Rohrschirmrohr dn 140'
$qk nr 2 ra 0.016 ri 0.011 mnr 500 bez 'IBO/ SN Spieß dn 32'
$qk nr 1 ra 0.08 ri 0.07 mnr 235 bez 'Rohrschirmrohr dn 160'
$qk nr 1 ra 0.030 ri 0.02515 mnr 235 bez 'Rohrschirmrohr dn 60'
qk nr 1 ra 0.044 ri 0.034 mnr 235 bez 'Rohrschirmrohr dn 88' $ Rohrschirm
qk nr 2 ra 0.044 ri 0.034 mnr 235 bez 'Rohrschirmrohr dn 88' $ ortsbrustanker ---die erf.
Stützkraft liegt bei etwa 2200 kN -> kleinere RS und IBO wären überlastet!!!!
qb nr 111 h 1.5 b 1 mnr 25 bez 'Randträger'
qb nr 222 h 0.75 b 0.5 mnr 25 bez 'Randträger'
MAT 1 E $(Eur) MUE $(mue) GAM 19 bez 'Soil (GRAN)'
NMAT 1 art MOHR P1 $(fi) P2 $(c)
MAT 2 E $(Eur) MUE $(mue) GAM 19 bez 'Soil (GRAN)'
NMAT 2 art MOHR P1 $(fi) P2 $(c)
MAT 3 E $(Eur) MUE $(mue) GAM 19 bez 'Soil (GRAN)'
NMAT 3 art MOHR P1 $(fi) P2 $(c)
MAT 4 E $(Eur) MUE $(mue) GAM 19 bez 'Soil (GRAN)'
NMAT 4 art MOHR P1 $(fi) P2 $(c)
MAT 5 E $(Eur) MUE $(mue) GAM 19 bez 'Soil (GRAN)'
NMAT 5 art MOHR P1 $(fi) P2 $(c)
MAT 6 E $(Eur) MUE $(mue) GAM 19 bez 'Soil (GRAN)'
NMAT 6 art MOHR P1 $(fi) P2 $(c)

ende

$-----
$ Berechnung LF1 Primärzustand numerisch
$-----

+prog ase urs:4
syst prob nonl nmat ja iter 20
steu warn 291
steu warn 10901
steu solv 3
lf 1 bez 'primärspannungszustand - numerisch mc'
grup (1 999 1) wert voll fakg 1
$ Rohrschirmrohre
grup 17,18,38,57,58,78,97,98,137,138,177,178 wert nein
grup 217,218,257,258,277,278,298,317,318,337,338 wert nein
grup 357,358,377,378,397,398,417,418,437,438,457,458 wert nein
grup 477,478,497,498,517,518,537,538,557,558,577,578 wert nein
grup 598,617,618,637,638,657,658,677,678,697,698,717,718 wert nein
grup 737,738,777,778,817,818,837,838,857,858 wert nein
grup 898,917,957,977 wert nein
$ SPB Schale
grup 19,39,59,79,99,139,179,219,259,279,299,319,339,359,379 wert nein
grup 399,419,439,459,479,499,519,539,559,579,599,619,639,659 wert nein
grup 679,699,719,739,779,819,859,879 wert nein
ende
```

```
-----
$
$ Änderung Materialgesetz Gebirge auf Gran Extendet für LF2 Primärzustand numerisch
$
-----

+prog aqua urs:6
norm din 1045-1
beto 25 c 25
stah 235 s 235
stah 500 bst 500
$qk nr 1 ra 0.07 ri 0.06 mnr 235 bez 'Rohrschirmrohr dn 140'
$qk nr 2 ra 0.016 ri 0.011 mnr 500 bez 'IBO/ SN Spieß dn 32'
$qk nr 1 ra 0.08 ri 0.07 mnr 235 bez 'Rohrschirmrohr dn 160'
qk nr 1 ra 0.044 ri 0.034 mnr 235 bez 'Rohrschirmrohr dn 88'
$qk nr 1 ra 0.030 ri 0.02515 mnr 235 bez 'Rohrschirmrohr dn 60' $ Rohrschirm
qk nr 2 ra 0.044 ri 0.034 mnr 235 bez 'Rohrschirmrohr dn 88' $ ortsbrustanker - die erf.
Stützkraft liegt bei etwa 2200 kN -> kleinere RS und IBO wären überlastet!!!!
qb nr 111 h 1.5 b 1 mnr 25 bez 'Randträger'
qb nr 222 h 0.75 b 0.5 mnr 25 bez 'Randträger'
MAT 1 E $(Eur) MUE $(mue) GAM 19 bez 'Soil (GRAN)'
NMAT 1 art GRAN P1 $(fi) P2 $(c) P5 $(E50_ref) P9 $(E50_ref) P10 $(m) P12 $(sig_ref) p6 0.5
MAT 2 E $(Eur) MUE $(mue) GAM 19 bez 'Soil (GRAN)'
NMAT 2 art GRAN P1 $(fi) P2 $(c) P5 $(E50_ref) P9 $(E50_ref) P10 $(m) P12 $(sig_ref) p6 0.5
MAT 3 E $(Eur) MUE $(mue) GAM 19 bez 'Soil (GRAN)'
NMAT 3 art GRAN P1 $(fi) P2 $(c) P5 $(E50_ref) P9 $(E50_ref) P10 $(m) P12 $(sig_ref) p6 0.5
MAT 4 E $(Eur) MUE $(mue) GAM 19 bez 'Soil (GRAN)'
NMAT 4 art GRAN P1 $(fi) P2 $(c) P5 $(E50_ref) P9 $(E50_ref) P10 $(m) P12 $(sig_ref) p6 0.5
MAT 5 E $(Eur) MUE $(mue) GAM 19 bez 'Soil (GRAN)'
NMAT 5 art GRAN P1 $(fi) P2 $(c) P5 $(E50_ref) P9 $(E50_ref) P10 $(m) P12 $(sig_ref) p6 0.5
MAT 6 E $(Eur) MUE $(mue) GAM 19 bez 'Soil (GRAN)'
NMAT 6 art GRAN P1 $(fi) P2 $(c) P5 $(E50_ref) P9 $(E50_ref) P10 $(m) P12 $(sig_ref) p6 0.5
ende

-----
$
$ Berechnung LF2 Primärzustand numerisch, Primärzustand ist LF 1
$
-----

+prog ase urs:7
syst prob nonl nmat ja iter 10
steu solv 3
steu warn 291
lf 2 bez 'primärspannungszustand - numerisch'
grup (1 999 1) wert voll fakg 1 fakp 1 fakl 1 plf 1
$ Rohrschirmrohre
grup 17,18,38,57,58,78,97,98,137,138,177,178 wert nein
grup 217,218,257,258,277,278,298,317,318,337,338 wert nein
grup 357,358,377,378,397,398,417,418,437,438,457,458 wert nein
grup 477,478,497,498,517,518,537,538,557,558,577,578 wert nein
grup 598,617,618,637,638,657,658,677,678,697,698,717,718 wert nein
grup 737,738,777,778,817,818,837,838,857,858 wert nein
grup 898,917,957,977 wert nein
$ SPB Schale
grup 19,39,59,79,99,139,179,219,259,279,299,319,339,359,379 wert nein
grup 399,419,439,459,479,499,519,539,559,579,599,619,639,659 wert nein
grup 679,699,719,739,779,819,859,879 wert nein
ende
```

```

$-----
$ Berechnung der Aushubschritte - Tabelle der LF s. Kapitel 3, Primärzustand ist der jeweils
$ vorangehende LF - Wiedergegeben werden hier exemplarisch die Rechenschritte ab dem letzten
$ Aushubschritt unter dem zweiten Rohrschirm bis zum Endaushub unter dem dritten Rohrschirm:
$-----

+prog ase urs:228
kopf '8ter Abschlag 2ter RS'
syst prob nonl nmat ja plf 13 iter 70 fmax 1
steu solv 3
steu warn 291
grup alle wert voll fakg 1
lf 14
$ Aushub Kalotte unter RS
grup 61 wert nein
grup 21 wert nein
grup 1 wert nein
grup 41 wert nein
grup 81 wert nein
grup 121 wert nein
grup 161 wert nein
grup 201 wert nein
grup 241 wert nein
grup 261 wert nein
grup 281 wert nein
$
$ Rohrschirmrohre
$ erster RS AN
grup 78 wert line fakg 1
grup 17,57,97 wert line fakg 1
grup 38 wert line fakg 1
$ weiter RS AN
grup 18,58,98,138,178,218,258,278,298 wert voll
grup 317,337,357,377,397,417 wert voll
$ restlicher RS AUS
grup 137,177 wert nein
grup 217,257,277,318,338 wert nein
grup 358,378,398,418,437,438,457,458 wert nein
grup 477,478,497,498,517,518,537,538,557,558,577,578 wert nein
grup 598,617,618,637,638,657,658,677,678,697,698,717,718 wert nein
grup 737,738,777,778,817,818,837,838,857,858, 898,917,957,977 wert nein
$ SPB Schale
$ erster RS
grup 79 wert line fakg 1$ AN - sofortige Sciherung mit Aushub (Näherung)
grup 39 wert line fakg 1$ Übergang zum zweiten Schirm
grup 19 wert line fakg 1$ erster Abschlag zweiter Schirm
grup 59 wert line fakg 1$ zweiter Abschlag zweiter Schirm
grup 99 wert line fakg 1$ dritter Abschlag zweiter Schirm
grup 139 wert line fakg 1$ vierter Abschlag zweiter Schirm
grup 179 wert line fakg 1$ fünfter Abschlag zweiter Schirm
grup 219 wert line fakg 1$ fünfter Abschlag zweiter Schirm
grup 259 wert line fakg 1$ Sechster Abschlag zweiter Schirm
grup 279 wert line fakg 1$ Sechster Abschlag zweiter Schirm
$ restliche Schirme
grup 299,319,339,359,379 wert nein
grup 399,419,439,459,479,499,519,539,559,579,599,619,639,659 wert nein
grup 679,699,719,739,779,799,819,859 wert nein
ende
```

```
+prog ase urs:229
kopf 'Bohren 3ter RS'
syst prob nonl nmat ja plf 14 iter 70 fmax 1
steu solv 3
steu warn 291
grup alle wert voll fakg 1
lf 15
grup alle wert voll fakg 1
$ Aushub Kalotte unter RS
grup 61 wert nein
grup 21 wert nein
grup 1 wert nein
grup 41 wert nein
grup 81 wert nein
grup 121 wert nein
grup 161 wert nein
grup 201 wert nein
grup 241 wert nein
grup 261 wert nein
grup 281 wert nein
$
$ Rohrschirmrohre
$ erster RS AN
grup 78 wert line fakg 1
grup 17,57,97 wert line fakg 1
grup 38 wert line fakg 1
$ zweiter RS AN
grup 18,58,98,138,178,218,258,278,298 wert line fakg 1
grup 317,337,357,377,397,417 wert line fakg 1
$ dritter RS NL an
grup 318,338,358,378,398,418,438,458,478 wert line fakg 1
grup 498,518,538,558,578,598 wert line fakg 1
grup 617,637,657,677,697 wert line fakg 1$ überlappung
$ restlicher RS AUS
grup 137,177 wert nein
grup 217,257,277, wert nein
grup 437,457 wert nein
grup 477,497,517,537,557,577 wert nein
grup 618,638,658,678,698,717,718 wert nein
grup 737,738,777,778,817,818,837,838,857,858,898,917,957,977 wert nein
$ SPB Schale
$ erster RS
grup 79 wert line fakg 1$ AN - sofortige Sicherung mit Aushub (Näherung)
grup 39 wert line fakg 1$ Übergang zum zweiten Schirm
grup 19 wert line fakg 1$ erster Abschlag zweiter Schirm
grup 59 wert line fakg 1$ zweiter Abschlag zweiter Schirm
grup 99 wert line fakg 1$ dritter Abschlag zweiter Schirm
grup 139 wert line fakg 1$ vierter Abschlag zweiter Schirm
grup 179 wert line fakg 1$ fünfter Abschlag zweiter Schirm
grup 219 wert line fakg 1$ fünfter Abschlag zweiter Schirm
grup 259 wert line fakg 1$ Sechster Abschlag zweiter Schirm
grup 279 wert line fakg 1$ Sechster Abschlag zweiter Schirm
grup 299 wert line faks 0.5 fakg 1$ siebter Abschlag zweiter Schirm
$ restliche SPB
grup 319,339,359,379 wert nein
grup 399,419,439,459,479,499,519,539,559,579,599,619,639,659 wert nein
grup 679,699,719,739,779,799,819,859 wert nein
ende
```

```
+prog ase urs:230
kopf 'erster Abschlag unter 3tem RS'
syst prob nonl nmat ja plf 15 iter 70 fmax 1
steu solv 3
steu warn 291
lf 16
grup alle wert voll fakg 1
$ Aushub Kalotte unter RS
grup 61 wert nein
grup 21 wert nein
grup 1 wert nein
grup 41 wert nein
grup 81 wert nein
grup 121 wert nein
grup 161 wert nein
grup 201 wert nein
grup 241 wert nein
grup 261 wert nein
grup 281 wert nein
grup 301 wert nein
grup 321 wert nein
$grup 341 wert nein
$grup 361 wert nein
$ _____
$ Rohrschirmrohre
$ erster RS AN
grup 78 wert line fakg 1
grup 17,57,97 wert line fakg 1
grup 38 wert line fakg 1
$ zweiter RS AN
grup 18,58,98,138,178,218,258,278,298 wert line fakg 1
grup 317,337,357,377,397,417 wert line fakg 1
$ dritter RS NL an
grup 318,338,358,378,398,418,438,458,478 wert line fakg 1
grup 498,518,538,558,578,598 wert line fakg 1
grup 617,637,657,677,697 wert line fakg 1 $ Überlappung

$ restlicher RS AUS
grup 137,177 wert nein
grup 217,257,277, wert nein
grup 437,457 wert nein
grup 477,497,517,537,557,577 wert nein
grup 618,638,658,678,698,717,718 wert nein
grup 737,738,777,778,817,818,837,838,857,858 wert nein
grup 898,917,957,977 wert nein
$ _____
$ SPB Schale
$ erster RS
grup 79 wert line fakg 1$ AN - sofortige Sicherung mit Aushub (Näherung)
grup 39 wert line fakg 1$ Übergang zum zweiten Schirm
grup 19 wert line fakg 1$ erster Abschlag zweiter Schirm
grup 59 wert line fakg 1$ zweiter Abschlag zweiter Schirm
grup 99 wert line fakg 1$ dritter Abschlag zweiter Schirm
grup 139 wert line fakg 1$ vierter Abschlag zweiter Schirm
grup 179 wert line fakg 1$ fünfter Abschlag zweiter Schirm
grup 219 wert line fakg 1$ fünfter Abschlag zweiter Schirm
grup 259 wert line fakg 1$ Sechster Abschlag zweiter Schirm
grup 279 wert line fakg 1$ Sechster Abschlag zweiter Schirm
```

```
grup 299 wert line faks 1.0 fakg 1$ siebter Abschlag zweiter Schirm
$ restliche SPB
grup 319,339,359,379 wert nein
grup 399,419,439,459,479,499,519,539,559,579,599,619,639,659 wert nein
grup 679,699,719,739,779,799,819,859 wert nein
ende

+prog ase urs:231
kopf 'zweiter Abschlag unter 3tem RS'
syst prob nonl nmat ja plf 16 iter 70 fmax 1
steu solv 3
steu warn 291
lf 17
grup alle wert voll fakg 1
$ Aushub Kalotte unter RS
grup 61 wert nein
grup 21 wert nein
grup 1 wert nein
grup 41 wert nein
grup 81 wert nein
grup 121 wert nein
grup 161 wert nein
grup 201 wert nein
grup 241 wert nein
grup 261 wert nein
grup 281 wert nein
grup 301 wert nein
grup 321 wert nein
grup 341 wert nein
grup 361 wert nein
$ _____
$ Rohrschirmrohre
$ erster RS AN
grup 78 wert line fakg 1
grup 17,57,97 wert line fakg 1
grup 38 wert line fakg 1
$ zweiter RS AN
grup 18,58,98,138,178,218,258,278,298 wert line fakg 1
grup 317,337,357,377,397,417 wert line fakg 1
$ dritter RS NL an
grup 318,338,358,378,398,418,438,458,478 wert line fakg 1
grup 498,518,538,558,578,598 wert line fakg 1
grup 617,637,657,677,697 wert line fakg 1$ überlappung
$ restlicher RS AUS
grup 137,177 wert nein
grup 217,257,277, wert nein
grup 437,457 wert nein
grup 477,497,517,537,557,577 wert nein
grup 618,638,658,678,698,717,718 wert nein
grup 737,738,777,778,817,818,837,838,857,858 wert nein
grup 898,917,957,977 wert nein
$ _____
$ SPB Schale
$ erster RS
grup 79 wert line fakg 1$ AN - sofortige Sicherung mit Aushub (Näherung)
grup 39 wert line fakg 1$ Übergang zum zweiten Schirm
grup 19 wert line fakg 1$ erster Abschlag zweiter Schirm
grup 59 wert line fakg 1$ zweiter Abschlag zweiter Schirm
```



```
grup 99 wert line fakg 1$ dritter Abschlag zweiter Schirm
grup 139 wert line fakg 1$ vierter Abschlag zweiter Schirm
grup 179 wert line fakg 1$ fünfter Abschlag zweiter Schirm
grup 219 wert line fakg 1$ fünfter Abschlag zweiter Schirm
grup 259 wert line fakg 1$ Sechster Abschlag zweiter Schirm
grup 279 wert line fakg 1$ Sechster Abschlag zweiter Schirm
grup 299 wert line faks 1.0 fakg 1$ siebter Abschlag zweiter Schirm
grup 319 wert line faks 0.5 fakg 1$ erster Abschlag dritter Schirm
grup 339 wert line faks 0.5 fakg 1$ erster Abschlag dritter Schirm
$ restliche SPB
grup 359,379 wert nein
grup 399,419,439,459,479,499,519,539,559,579,599,619,639,659 wert nein
grup 679,699,719,739,779,799,819,859 wert nein
ende
```

```
+prog ase urs:232
kopf 'dritter Abschlag unter 3tem RS'
syst prob nonl nmat ja plf 17 iter 70 fmax 1
steu solv 3
steu warn 291
lf 18
grup alle wert voll fakg 1
$ Aushub Kalotte unter RS
grup 61 wert nein
grup 21 wert nein
grup 1 wert nein
grup 41 wert nein
grup 81 wert nein
grup 121 wert nein
grup 161 wert nein
grup 201 wert nein
grup 241 wert nein
grup 261 wert nein
grup 281 wert nein
grup 301 wert nein
grup 321 wert nein
grup 341 wert nein
grup 361 wert nein
grup 381 wert nein
grup 401 wert nein
$grup 421 wert nein
$grup 441 wert nein
$ _____
$ Rohrschirmrohre
$ erster RS AN
grup 78 wert line fakg 1
grup 17,57,97 wert line fakg 1
grup 38 wert line fakg 1
$ zweiter RS AN
grup 18,58,98,138,178,218,258,278,298 wert line fakg 1
grup 317,337,357,377,397,417 wert line fakg 1
$ dritter RS NL an
grup 318,338,358,378,398,418,438,458,478 wert line fakg 1
grup 498,518,538,558,578,598 wert line fakg 1
grup 617,637,657,677,697 wert line fakg 1 $ überlappung
$ restlicher RS AUS
grup 137,177 wert nein
grup 217,257,277, wert nein
```

```
grup 437,457 wert nein
grup 477,497,517,537,557,577 wert nein
grup 618,638,658,678,698,717,718 wert nein
grup 737,738,777,778,817,818,837,838,857,858 wert nein
grup 898,917,957,977 wert nein
$
$ SPB Schale
$ erster RS
grup 79 wert line fakg 1 $ AN - sofortige Sicherung mit Aushub (Näherung)
grup 39 wert line fakg 1 $ Übergang zum zweiten Schirm
grup 19 wert line fakg 1 $ erster Abschlag zweiter Schirm
grup 59 wert line fakg 1 $ zweiter Abschlag zweiter Schirm
grup 99 wert line fakg 1 $ dritter Abschlag zweiter Schirm
grup 139 wert line fakg 1 $ vierter Abschlag zweiter Schirm
grup 179 wert line fakg 1 $ fünfter Abschlag zweiter Schirm
grup 219 wert line fakg 1 $ fünfter Abschlag zweiter Schirm
grup 259 wert line fakg 1 $ Sechster Abschlag zweiter Schirm
grup 279 wert line fakg 1 $ Sechster Abschlag zweiter Schirm
grup 299 wert line faks 1.0 fakg 1 $ siebter Abschlag zweiter Schirm
grup 319 wert line faks 1.0 fakg 1 $ erster Abschlag dritter Schirm
grup 339 wert line faks 1.0 fakg 1 $ erster Abschlag dritter Schirm
grup 359 wert line faks 0.5 fakg 1 $ erster Abschlag dritter Schirm
grup 379 wert line faks 0.5 fakg 1 $ erster Abschlag dritter Schirm
$ restliche SPB
grup 399,419,439,459,479,499,519,539,559,579,599,619,639,659 wert nein
grup 679,699,719,739,779,799,819,859 wert nein
ende

+prog ase urs:233
kopf 'vierter Abschlag unter 3tem RS'
syst prob nonl nmat ja plf 18 iter 70 fmax 1
steu solv 3
steu warn 291
lf 19
grup alle wert voll fakg 1
$ Aushub Kalotte unter RS
grup 61 wert nein
grup 21 wert nein
grup 1 wert nein
grup 41 wert nein
grup 81 wert nein
grup 121 wert nein
grup 161 wert nein
grup 201 wert nein
grup 241 wert nein
grup 261 wert nein
grup 281 wert nein
grup 301 wert nein
grup 321 wert nein
grup 341 wert nein
grup 361 wert nein
grup 381 wert nein
grup 401 wert nein
grup 421 wert nein
grup 441 wert nein
$
$ Rohrschirmrohre
$ erster RS AN
```

```
grup 78 wert line fakg 1
grup 17,57,97 wert line fakg 1
grup 38 wert line fakg 1
$ zweiter RS AN
grup 18,58,98,138,178,218,258,278,298 wert line fakg 1
grup 317,337,357,377,397,417 wert line fakg 1
$ dritter RS NL an
grup 318,338,358,378,398,418,438,458,478 wert line fakg 1
grup 498,518,538,558,578,598 wert line fakg 1
grup 617,637,657,677,697 wert line fakg 1 $ überlappung
$ restlicher RS AUS
grup 137,177 wert nein
grup 217,257,277, wert nein
grup 437,457 wert nein
grup 477,497,517,537,557,577 wert nein
grup 618,638,658,678,698,717,718 wert nein
grup 737,738,777,778,817,818,837,838,857,858 wert nein
grup 898,917,957,977 wert nein
$
$ SPB Schale
$ erster RS
grup 79 wert line fakg 1 $ AN - sofortige Sicherung mit Aushub (Näherung)
grup 39 wert line fakg 1 $ Übergang zum zweiten Schirm
grup 19 wert line fakg 1 $ erster Abschlag zweiter Schirm
grup 59 wert line fakg 1 $ zweiter Abschlag zweiter Schirm
grup 99 wert line fakg 1 $ dritter Abschlag zweiter Schirm
grup 139 wert line fakg 1 $ vierter Abschlag zweiter Schirm
grup 179 wert line fakg 1 $ fünfter Abschlag zweiter Schirm
grup 219 wert line fakg 1 $ fünfter Abschlag zweiter Schirm
grup 259 wert line fakg 1 $ Sechster Abschlag zweiter Schirm
grup 279 wert line fakg 1 $ Sechster Abschlag zweiter Schirm
grup 299 wert line faks 1.0 fakg 1 $ siebter Abschlag zweiter Schirm
grup 319 wert line faks 1.0 fakg 1 $ erster Abschlag dritter Schirm
grup 339 wert line faks 1.0 fakg 1 $ erster Abschlag dritter Schirm
grup 359 wert line faks 1.0 fakg 1 $ zweiter Abschlag dritter Schirm
grup 379 wert line faks 1.0 fakg 1 $ zweiter Abschlag dritter Schirm
grup 399 wert line faks 0.5 fakg 1 $ dritter Abschlag dritter Schirm
grup 419 wert line faks 0.5 fakg 1 $ dritter Abschlag dritter Schirm
$ restliche SPB
grup 439,459,479,499,519,539,559,579,599,619,639,659 wert nein
grup 679,699,719,739,779,799,819,859 wert nein
ende

+prog ase urs:234
kopf 'fünfter Abschlag unter 3tem RS'
syst prob nonl nmat ja plf 19 iter 70 fmax 1
steu solv 3
steu warn 291
lf 20
grup alle wert voll fakg 1
$ Aushub Kalotte unter RS
grup 61 wert nein
grup 21 wert nein
grup 1 wert nein
grup 41 wert nein
grup 81 wert nein
grup 121 wert nein
```

grup 161 wert nein
grup 201 wert nein
grup 241 wert nein
grup 261 wert nein
grup 281 wert nein
grup 301 wert nein
grup 321 wert nein
grup 341 wert nein
grup 361 wert nein
grup 381 wert nein
grup 401 wert nein
grup 421 wert nein
grup 441 wert nein
grup 461 wert nein
grup 481 wert nein
\$grup 501 wert nein
\$grup 521 wert nein
\$ _____
\$ Rohrschirmrohre
\$ erster RS AN
grup 78 wert line fakg 1
grup 17,57,97 wert line fakg 1
grup 38 wert line fakg 1
\$ zweiter RS AN
grup 18,58,98,138,178,218,258,278,298 wert line fakg 1
grup 317,337,357,377,397,417 wert line fakg 1
\$ dritter RS NL an
grup 318,338,358,378,398,418,438,458,478 wert line fakg 1
grup 498,518,538,558,578,598 wert line fakg 1
grup 617,637,657,677,697 wert line fakg 1 \$ überlappung

\$ restlicher RS AUS
grup 137,177 wert nein
grup 217,257,277, wert nein
grup 437,457 wert nein
grup 477,497,517,537,557,577 wert nein
grup 618,638,658,678,698,717,718 wert nein
grup 737,738,777,778,817,818,837,838,857,858 wert nein
grup 898,917,957,977 wert nein
\$ _____
\$ SPB Schale
\$ erster RS
grup 79 wert line fakg 1\$ AN - sofortige Sicherung mit Aushub (Näherung)
grup 39 wert line fakg 1\$ Übergang zum zweiten Schirm
grup 19 wert line fakg 1\$ erster Abschlag zweiter Schirm
grup 59 wert line fakg 1\$ zweiter Abschlag zweiter Schirm
grup 99 wert line fakg 1\$ dritter Abschlag zweiter Schirm
grup 139 wert line fakg 1\$ vierter Abschlag zweiter Schirm
grup 179 wert line fakg 1\$ fünfter Abschlag zweiter Schirm
grup 219 wert line fakg 1\$ fünfter Abschlag zweiter Schirm
grup 259 wert line fakg 1\$ Sechster Abschlag zweiter Schirm
grup 279 wert line fakg 1\$ Sechster Abschlag zweiter Schirm
grup 299 wert line faks 1.0 fakg 1\$ siebter Abschlag zweiter Schirm
grup 319 wert line faks 1.0 fakg 1\$ erster Abschlag dritter Schirm
grup 339 wert line faks 1.0 fakg 1\$ erster Abschlag dritter Schirm
grup 359 wert line faks 1.0 fakg 1\$ zweiter Abschlag dritter Schirm
grup 379 wert line faks 1.0 fakg 1\$ zweiter Abschlag dritter Schirm
grup 399 wert line faks 1.0 fakg 1\$ dritter Abschlag dritter Schirm

```
grup 419 wert line faks 1.0 fakg 1$ dritter Abschlag dritter Schirm
grup 439 wert line faks 0.5 fakg 1$ vierter Abschlag dritter Schirm
grup 459 wert line faks 0.5 fakg 1$ vierter Abschlag dritter Schirm
$ restliche SPB
grup 479,499,519,539,559,579,599,619,639,659 wert nein
grup 679,699,719,739,779,799,819,859 wert nein
ende

+prog ase urs:235
kopf 'sechster Abschlag unter 3tem RS'
syst prob nonl nmat ja plf 20 iter 70 fmax 1
steu solv 3
steu warn 291
lf 21
grup alle wert voll fakg 1
$ Aushub Kalotte unter RS
grup 61 wert nein
grup 21 wert nein
grup 1 wert nein
grup 41 wert nein
grup 81 wert nein
grup 121 wert nein
grup 161 wert nein
grup 201 wert nein
grup 241 wert nein
grup 261 wert nein
grup 281 wert nein
grup 301 wert nein
grup 321 wert nein
grup 341 wert nein
grup 361 wert nein
grup 381 wert nein
grup 401 wert nein
grup 421 wert nein
grup 441 wert nein
grup 461 wert nein
grup 481 wert nein
grup 501 wert nein
grup 521 wert nein
$ _____
$ Rohrschirmrohre
$ erster RS AN
grup 78 wert line
grup 17,57,97 wert line
grup 38 wert line
$ zweiter RS AN
grup 18,58,98,138,178,218,258,278,298 wert line
grup 317,337,357,377,397,417 wert line
$ dritter RS NL an
grup 318,338,358,378,398,418,438,458,478 wert line fakg 1
grup 498,518,538,558,578,598 wert line fakg 1
grup 617,637,657,677,697 wert line fakg 1 $ überlappung
$ restlicher RS AUS
grup 137,177 wert nein
grup 217,257,277, wert nein
grup 437,457 wert nein
grup 477,497,517,537,557,577 wert nein
grup 618,638,658,678,698,717,718 wert nein
```

```
grup 737,738,777,778,817,818,837,838,857,858 wert nein
grup 898,917,957,977 wert nein
$
$ SPB Schale
$ erster RS
grup 79 wert line fakg 1$ AN - sofortige Sicherung mit Aushub (Näherung)
grup 39 wert line fakg 1$ Übergang zum zweiten Schirm
grup 19 wert line fakg 1$ erster Abschlag zweiter Schirm
grup 59 wert line fakg 1$ zweiter Abschlag zweiter Schirm
grup 99 wert line fakg 1$ dritter Abschlag zweiter Schirm
grup 139 wert line fakg 1$ vierter Abschlag zweiter Schirm
grup 179 wert line fakg 1$ fünfter Abschlag zweiter Schirm
grup 219 wert line fakg 1$ fünfter Abschlag zweiter Schirm
grup 259 wert line fakg 1$ Sechster Abschlag zweiter Schirm
grup 279 wert line fakg 1$ Sechster Abschlag zweiter Schirm
grup 299 wert line faks 1.0 fakg 1$ siebter Abschlag zweiter Schirm
grup 319 wert line faks 1.0 fakg 1$ erster Abschlag dritter Schirm
grup 339 wert line faks 1.0 fakg 1$ erster Abschlag dritter Schirm
grup 359 wert line faks 1.0 fakg 1$ zweiter Abschlag dritter Schirm
grup 379 wert line faks 1.0 fakg 1$ zweiter Abschlag dritter Schirm
grup 399 wert line faks 1.0 fakg 1$ dritter Abschlag dritter Schirm
grup 419 wert line faks 1.0 fakg 1$ dritter Abschlag dritter Schirm
grup 439 wert line faks 1.0 fakg 1$ vierter Abschlag dritter Schirm
grup 459 wert line faks 1.0 fakg 1$ vierter Abschlag dritter Schirm
grup 479 wert line faks 0.5 fakg 1$ fünfter Abschlag dritter Schirm
grup 499 wert line faks 0.5 fakg 1$ fünfter Abschlag dritter Schirm

$ restliche SPB
grup 519,539,559,579,599,619,639,659 wert nein
grup 679,699,719,739,779,799,819,859 wert nein
ende

+prog ase urs:236
kopf 'siebter Abschlag unter 3tem RS'
syst prob nonl nmat ja plf 21 iter 70 fmax 1
steu solv 3
steu warn 291
lf 22
grup alle wert voll fakg 1
$ Aushub Kalotte unter RS
grup 61 wert nein
grup 21 wert nein
grup 1 wert nein
grup 41 wert nein
grup 81 wert nein
grup 121 wert nein
grup 161 wert nein
grup 201 wert nein
grup 241 wert nein
grup 261 wert nein
grup 281 wert nein
grup 301 wert nein
grup 321 wert nein
grup 341 wert nein
grup 361 wert nein
grup 381 wert nein
grup 401 wert nein
grup 421 wert nein
```

grup 441 wert nein
grup 461 wert nein
grup 481 wert nein
grup 501 wert nein
grup 521 wert nein
grup 541 wert nein
grup 561 wert nein
\$grup 581 wert nein
\$grup 601 wert nein
\$ _____
\$ Rohrschirmrohre
\$ erster RS AN
grup 78 wert line fakg 1
grup 17,57,97 wert line fakg 1
grup 38 wert line fakg 1
\$ zweiter RS AN
grup 18,58,98,138,178,218,258,278,298 wert line fakg 1
grup 317,337,357,377,397,417 wert line fakg 1
\$ dritter RS NL an
grup 318,338,358,378,398,418,438,458,478 wert line fakg 1
grup 498,518,538,558,578,598 wert line fakg 1
grup 617,637,657,677,697 wert line fakg 1 \$ überlappung

\$ restlicher RS AUS
grup 137,177 wert nein
grup 217,257,277, wert nein
grup 437,457 wert nein
grup 477,497,517,537,557,577 wert nein
grup 618,638,658,678,698,717,718 wert nein
grup 737,738,777,778,817,818,837,838,857,858 wert nein
grup 898,917,957,977 wert nein
\$ _____
\$ SPB Schale
\$ erster RS
grup 79 wert line fakg 1\$ AN - sofortige Sicherung mit Aushub (Näherung)
grup 39 wert line fakg 1\$ Übergang zum zweiten Schirm
grup 19 wert line fakg 1\$ erster Abschlag zweiter Schirm
grup 59 wert line fakg 1\$ zweiter Abschlag zweiter Schirm
grup 99 wert line fakg 1\$ dritter Abschlag zweiter Schirm
grup 139 wert line fakg 1\$ vierter Abschlag zweiter Schirm
grup 179 wert line fakg 1\$ fünfter Abschlag zweiter Schirm
grup 219 wert line fakg 1\$ fünfter Abschlag zweiter Schirm
grup 259 wert line fakg 1\$ Sechster Abschlag zweiter Schirm
grup 279 wert line fakg 1\$ Sechster Abschlag zweiter Schirm
grup 299 wert line faks 1.0 fakg 1\$ siebter Abschlag zweiter Schirm
grup 319 wert line faks 1.0 fakg 1\$ erster Abschlag dritter Schirm
grup 339 wert line faks 1.0 fakg 1\$ erster Abschlag dritter Schirm
grup 359 wert line faks 1.0 fakg 1\$ zweiter Abschlag dritter Schirm
grup 379 wert line faks 1.0 fakg 1\$ zweiter Abschlag dritter Schirm
grup 399 wert line faks 1.0 fakg 1\$ dritter Abschlag dritter Schirm
grup 419 wert line faks 1.0 fakg 1\$ dritter Abschlag dritter Schirm
grup 439 wert line faks 1.0 fakg 1\$ vierter Abschlag dritter Schirm
grup 459 wert line faks 1.0 fakg 1\$ vierter Abschlag dritter Schirm
grup 479 wert line faks 1.0 fakg 1\$ fünfter Abschlag dritter Schirm
grup 499 wert line faks 1.0 fakg 1\$ fünfter Abschlag dritter Schirm
grup 519 wert line faks 0.5 fakg 1\$ sechster Abschlag dritter Schirm
grup 539 wert line faks 0.5 fakg 1\$ sechster Abschlag dritter Schirm
\$ restliche SPB

```
grup 559,579,599,619,639,659 wert nein
grup 679,699,719,739,779,799,819,859 wert nein
ende

+prog ase urs:237
kopf 'achter Abschlag unter 3tem RS'
syst prob nonl nmat ja plf 22 iter 70 fmax 1
steu solv 3
steu warn 291
lf 23
grup alle wert voll fakg 1
$ Aushub Kalotte unter RS
grup 61 wert nein
grup 21 wert nein
grup 1 wert nein
grup 41 wert nein
grup 81 wert nein
grup 121 wert nein
grup 161 wert nein
grup 201 wert nein
grup 241 wert nein
grup 261 wert nein
grup 281 wert nein
grup 301 wert nein
grup 321 wert nein
grup 341 wert nein
grup 361 wert nein
grup 381 wert nein
grup 401 wert nein
grup 421 wert nein
grup 441 wert nein
grup 461 wert nein
grup 481 wert nein
grup 501 wert nein
grup 521 wert nein
grup 541 wert nein
grup 561 wert nein
grup 581 wert nein
grup 601 wert nein
$ _____
$ Rohrschirmrohre
$ erster RS AN
grup 78 wert line fakg 1
grup 17,57,97 wert line fakg 1
grup 38 wert line fakg 1
$ zweiter RS AN
grup 18,58,98,138,178,218,258,278,298 wert line fakg 1
grup 317,337,357,377,397,417 wert line fakg 1
$ dritter RS NL an
grup 318,338,358,378,398,418,438,458,478 wert line fakg 1
grup 498,518,538,558,578,598 wert line fakg 1
grup 617,637,657,677,697 wert line fakg 1 $ überlappung
$ restlicher RS AUS
grup 137,177 wert nein
grup 217,257,277, wert nein
grup 437,457 wert nein
grup 477,497,517,537,557,577 wert nein
grup 618,638,658,678,698,717,718 wert nein
```



```
grup 737,738,777,778,817,818,837,838,857,858 wert nein
grup 898,917,957,977 wert nein
$
$ SPB Schale
$ erster RS
grup 79 wert line fakg 1 $ AN - sofortige Sicherung mit Aushub (Näherung)
grup 39 wert line fakg 1 $ Übergang zum zweiten Schirm
grup 19 wert line fakg 1 $ erster Abschlag zweiter Schirm
grup 59 wert line fakg 1 $ zweiter Abschlag zweiter Schirm
grup 99 wert line fakg 1 $ dritter Abschlag zweiter Schirm
grup 139 wert line fakg 1 $ vierter Abschlag zweiter Schirm
grup 179 wert line fakg 1 $ fünfter Abschlag zweiter Schirm
grup 219 wert line fakg 1 $ fünfter Abschlag zweiter Schirm
grup 259 wert line fakg 1 $ Sechster Abschlag zweiter Schirm
grup 279 wert line fakg 1 $ Sechster Abschlag zweiter Schirm
grup 299 wert line faks 1.0 fakg 1 $ siebter Abschlag zweiter Schirm
grup 319 wert line faks 1.0 fakg 1 $ erster Abschlag dritter Schirm
grup 339 wert line faks 1.0 fakg 1 $ erster Abschlag dritter Schirm
grup 359 wert line faks 1.0 fakg 1 $ zweiter Abschlag dritter Schirm
grup 379 wert line faks 1.0 fakg 1 $ zweiter Abschlag dritter Schirm
grup 399 wert line faks 1.0 fakg 1 $ dritter Abschlag dritter Schirm
grup 419 wert line faks 1.0 fakg 1 $ dritter Abschlag dritter Schirm
grup 439 wert line faks 1.0 fakg 1 $ vierter Abschlag dritter Schirm
grup 459 wert line faks 1.0 fakg 1 $ vierter Abschlag dritter Schirm
grup 479 wert line faks 1.0 fakg 1 $ fünfter Abschlag dritter Schirm
grup 499 wert line faks 1.0 fakg 1 $ fünfter Abschlag dritter Schirm
grup 519 wert line faks 1.0 fakg 1 $ sechster Abschlag dritter Schirm
grup 539 wert line faks 1.0 fakg 1 $ sechster Abschlag dritter Schirm
grup 559 wert line faks 0.5 fakg 1 $ siebter Abschlag dritter Schirm
grup 579 wert line faks 0.5 fakg 1 $ siebter Abschlag dritter Schirm
$ restliche SPB
grup 599,619,639,659 wert nein
grup 679,699,719,739,779,799,819,859 wert nein
ende
```

```
$-----
$ Ermittlung der Spannungen in den Rohren / IBO's
$-----
```

```
+prog aqb urs:243
kopf 'Überprüfung RS Spannungen'
lf (3 23 1)
span smod a styp f
ende
```

Anlage 2: Liste der Variationsrechnungen

Nachfolgend sind die Parameter der für die Kapitel 4 bis 7 verwendeten Variationsrechnungen in Tabellenform aufgeführt.

Berechnungsreihe / Verwendung	Gebirgsparameter										Rohr- bzw. IBO-Schirmparameter					Tunnelgeometrie, Ausbruch und Sicherung			
	Berechnungsnr.	φ [°]	E_{UR} [MN/m ²]	$E_{s,ref}$ [MN/m ²]	c [kN/m ²]	μ [-]	γ [kN/m ³]	h_b [m]	k_{α} [-]	d_{in} [mm]	$f_{aks, Schirm}$ [-]	a [m]	$f_{aks, Innenebung}$	δ [°]	QS-NR	L_{ASS} [m]	EI(SPB) [MNm ² /m]	EA(SPB) [MN/m]	
Variation $E_{s,ref}$ / Anpassungsfaktor $f_{s,ref}$ (Kapitel 5 und 6)	101	35	154	77	0.3	3	0.6	19	23	0.426	16	1.00	0.44	1.00	2	1.00	34.70	6675	
	102	35	154	77	0.3	3	0.6	19	23	0.426	60	1.00	0.44	1.00	2	1.00	34.70	6675	
	103	35	154	77	0.3	3	0.6	19	23	0.426	88	1.00	0.44	1.00	2	1.00	34.70	6675	
	104	35	154	77	0.3	3	0.6	19	23	0.426	140	1.00	0.44	1.00	2	1.00	34.70	6675	
	105	35	154	77	0.3	3	0.6	19	23	0.426	160	1.00	0.44	1.00	2	1.00	34.70	6675	
	106	35	154	77	0.3	3	0.6	19	23	0.426	219.1	1.00	0.44	1.00	2	1.00	34.70	6675	
	107	30	94	47	0.333	3	0.5	19	23	0.5	60	1.00	0.44	1.00	2	1.00	34.70	6675	
	108	30	94	47	0.333	3	0.5	19	23	0.5	88	1.00	0.44	1.00	2	1.00	34.70	6675	
	109	30	94	47	0.333	3	0.5	19	23	0.5	140	1.00	0.44	1.00	2	1.00	34.70	6675	
	110	30	94	47	0.333	3	0.5	19	23	0.5	160	1.00	0.44	1.00	2	1.00	34.70	6675	
	111	30	94	47	0.333	3	0.5	19	23	0.5	219.1	1.00	0.44	1.00	2	1.00	34.70	6675	
	112	30	94	47	0.333	3	0.5	19	23	0.5	16	1.00	0.44	1.00	2	1.00	34.70	6675	
	113	25	30	15	0.366	7	0.4	19	23	0.577	60	1.00	0.44	1.00	2	1.00	34.70	6675	
	114	25	30	15	0.366	7	0.4	19	23	0.577	88	1.00	0.44	1.00	2	1.00	34.70	6675	
115	25	30	15	0.366	7	0.4	19	23	0.577	140	1.00	0.44	1.00	2	1.00	34.70	6675		
116	25	30	15	0.366	7	0.4	19	23	0.577	160	1.00	0.44	1.00	2	1.00	34.70	6675		
117	25	30	15	0.366	7	0.4	19	23	0.577	219.1	1.00	0.44	1.00	2	1.00	34.70	6675		
118	25	30	15	0.366	7	0.4	19	23	0.577	16	1.00	0.44	1.00	2	1.00	34.70	6675		
119	35	154	77	0.3	3	0.6	18	23	0.426	88	1.00	0.44	1.00	2	1.00	34.70	6675		
120	35	154	77	0.3	3	0.6	20	23	0.426	88	1.00	0.44	1.00	2	1.00	34.70	6675		
121	35	154	77	0.3	3	0.6	21	23	0.426	88	1.00	0.44	1.00	2	1.00	34.70	6675		
122	35	154	77	0.3	3	0.6	23	23	0.426	88	1.00	0.44	1.00	2	1.00	34.70	6675		
123	30	94	47	0.333	3	0.5	17	23	0.5	88	1.00	0.44	1.00	2	1.00	34.70	6675		
124	30	94	47	0.333	3	0.5	20	23	0.5	88	1.00	0.44	1.00	2	1.00	34.70	6675		
125	30	94	47	0.333	3	0.5	21	23	0.5	88	1.00	0.44	1.00	2	1.00	34.70	6675		
126	30	94	47	0.333	3	0.5	22	23	0.5	88	1.00	0.44	1.00	2	1.00	34.70	6675		
127	25	30	15	0.366	7	0.4	17	23	0.577	88	1.00	0.44	1.00	2	1.00	34.70	6675		
128	25	30	15	0.366	7	0.4	20	23	0.577	88	1.00	0.44	1.00	2	1.00	34.70	6675		
129	25	30	15	0.366	7	0.4	21	23	0.577	88	1.00	0.44	1.00	2	1.00	34.70	6675		
130	35	300	150	0.3	3	0.6	19	23	0.426	88	1.00	0.44	1.00	2	1.00	34.70	6675		
131	35	250	125	0.3	3	0.6	19	23	0.426	88	1.00	0.44	1.00	2	1.00	34.70	6675		
132	35	190	95	0.3	3	0.6	19	23	0.426	88	1.00	0.44	1.00	2	1.00	34.70	6675		
133	35	80	40	0.3	3	0.6	19	23	0.426	88	1.00	0.44	1.00	2	1.00	34.70	6675		
134	25	60	30	0.366	7	0.4	19	23	0.577	88	1.00	0.44	1.00	2	1.00	34.70	6675		
135	25	44	22	0.366	7	0.4	19	23	0.577	88	1.00	0.44	1.00	2	1.00	34.70	6675		
136	25	14	7	0.366	7	0.4	19	23	0.577	88	1.00	0.44	1.00	2	1.00	34.70	6675		
137	30	160	80	0.333	3	0.5	19	23	0.5	88	1.00	0.44	1.00	2	1.00	34.70	6675		
138	30	124	62	0.333	3	0.5	19	23	0.5	88	1.00	0.44	1.00	2	1.00	34.70	6675		
139	30	76	38	0.333	3	0.5	19	23	0.5	88	1.00	0.44	1.00	2	1.00	34.70	6675		
140	30	68	34	0.333	3	0.5	19	23	0.5	88	1.00	0.44	1.00	2	1.00	34.70	6675		

Berechnungsreihe / Verwendungs-NR.	Gebirgsparameter										Rohr- bzw. IBO-Schirmparameter						Tunnelgeometrie, Ausbruch und Sicherung			
	σ_{gr} [°]	E_{UR} [MN/m ²]	$E_{s,ef}$ [MN/m ²]	μ [-]	c [kN/m ²]	γ [kN/m ³]	h_0 [m]	k_{α} [-]	d_k [mm]	$f_{aks, Schirm}$ [-]	a [m]	$f_{aks, Tunnelbohrer}$	δ [g]	QS-NR	L_{ASS} [m]	E/(SPB) [MN/m ²]	EA(SP) [MN/m]			
141	35	154	77	0,3	5	0,6	19	18,7	0,426	88	1,00	0,44	1,00	1,00	2	1,00	34,70	6675		
142	35	154	77	0,3	5	0,6	19	14,4	0,426	88	1,00	0,44	1,00	1,00	2	1,00	34,70	6675		
143	35	154	77	0,3	5	0,6	19	11,1	0,426	88	1,00	0,44	1,00	1,00	2	1,00	34,70	6675		
144	35	154	77	0,3	5	0,6	19	7,8	0,426	88	1,00	0,44	1,00	1,00	2	1,00	34,70	6675		
145	35	154	77	0,3	5	0,6	19	5,8	0,426	88	1,00	0,44	1,00	1,00	2	1,00	34,70	6675		
146	25	30	15	0,366	7	0,4	19	18,7	0,577	88	1,00	0,44	1,00	1,00	2	1,00	34,70	6675		
147	25	30	15	0,366	7	0,4	19	14,4	0,577	88	1,00	0,44	1,00	1,00	2	1,00	34,70	6675		
148	25	30	15	0,366	7	0,4	19	11,1	0,577	88	1,00	0,44	1,00	1,00	2	1,00	34,70	6675		
149	25	30	15	0,366	7	0,4	19	7,8	0,577	88	1,00	0,44	1,00	1,00	2	1,00	34,70	6675		
150	25	30	15	0,366	7	0,4	19	5,8	0,577	88	1,00	0,44	1,00	1,00	2	1,00	34,70	6675		
151	35	154	77	0,3	3	0,6	19	17,3	0,426	88	0,75	0,33	1,00	1,00	1	1,00	34,70	6675		
152	35	154	77	0,3	3	0,6	19	14,0	0,426	88	0,75	0,33	1,00	1,00	1	1,00	34,70	6675		
153	35	154	77	0,3	3	0,6	19	10,8	0,426	88	0,75	0,33	1,00	1,00	1	1,00	34,70	6675		
154	35	154	77	0,3	3	0,6	19	8,3	0,426	88	0,75	0,33	1,00	1,00	1	1,00	34,70	6675		
155	35	154	77	0,3	3	0,6	19	5,9	0,426	88	0,75	0,33	1,00	1,00	1	1,00	34,70	6675		
156	35	154	77	0,3	3	0,6	19	4,4	0,426	88	0,75	0,33	1,00	1,00	1	1,00	34,70	6675		
157	35	154	77	0,3	3	0,6	19	28,75	0,426	88	1,25	0,54	1,00	1,00	3	1,00	34,70	6675		
158	35	154	77	0,3	3	0,6	19	23,40	0,426	88	1,25	0,54	1,00	1,00	3	1,00	34,70	6675		
159	35	154	77	0,3	3	0,6	19	18,10	0,426	88	1,25	0,54	1,00	1,00	3	1,00	34,70	6675		
160	35	154	77	0,3	3	0,6	19	13,90	0,426	88	1,25	0,54	1,00	1,00	3	1,00	34,70	6675		
161	35	154	77	0,3	3	0,6	19	9,75	0,426	88	1,25	0,54	1,00	1,00	3	1,00	34,70	6675		
162	35	154	77	0,3	3	0,6	19	7,30	0,426	88	1,25	0,54	1,00	1,00	3	1,00	34,70	6675		
164	25	30	15	0,366	7	0,4	19	17,3	0,577	88	0,75	0,33	1,00	1,00	1	1,00	34,70	6675		
165	25	30	15	0,366	7	0,4	19	14,0	0,577	88	0,75	0,33	1,00	1,00	1	1,00	34,70	6675		
166	25	30	15	0,366	7	0,4	19	10,8	0,577	88	0,75	0,33	1,00	1,00	1	1,00	34,70	6675		
167	25	30	15	0,366	7	0,4	19	8,3	0,577	88	0,75	0,33	1,00	1,00	1	1,00	34,70	6675		
168	25	30	15	0,366	7	0,4	19	5,9	0,577	88	0,75	0,33	1,00	1,00	1	1,00	34,70	6675		
169	25	30	15	0,366	7	0,4	19	4,4	0,577	88	0,75	0,33	1,00	1,00	1	1,00	34,70	6675		
170	25	30	15	0,366	7	0,4	19	28,75	0,577	88	1,25	0,54	1,00	1,00	3	1,00	34,70	6675		
171	25	30	15	0,366	7	0,4	19	23,40	0,577	88	1,25	0,54	1,00	1,00	3	1,00	34,70	6675		
172	25	30	15	0,366	7	0,4	19	18,10	0,577	88	1,25	0,54	1,00	1,00	3	1,00	34,70	6675		
173	25	30	15	0,366	7	0,4	19	13,90	0,577	88	1,25	0,54	1,00	1,00	3	1,00	34,70	6675		
174	25	30	15	0,366	7	0,4	19	9,75	0,577	88	1,25	0,54	1,00	1,00	3	1,00	34,70	6675		
175	25	30	15	0,366	7	0,4	19	7,30	0,577	88	1,25	0,54	1,00	1,00	3	1,00	34,70	6675		
176	30	94	47	0,333	3	0,5	19	18,7	0,5	88	1,00	0,44	1,00	1,00	2	1,00	34,70	6675		
177	30	94	47	0,333	3	0,5	19	14,4	0,5	88	1,00	0,44	1,00	1,00	2	1,00	34,70	6675		
178	30	94	47	0,333	3	0,5	19	11,1	0,5	88	1,00	0,44	1,00	1,00	2	1,00	34,70	6675		
179	30	94	47	0,333	3	0,5	19	7,8	0,5	88	1,00	0,44	1,00	1,00	2	1,00	34,70	6675		
180	30	94	47	0,333	3	0,5	19	5,8	0,5	88	1,00	0,44	1,00	1,00	2	1,00	34,70	6675		
181	30	94	47	0,333	3	0,5	19	17,3	0,5	88	0,75	0,33	1,00	1,00	1	1,00	34,70	6675		
182	30	94	47	0,333	3	0,5	19	14,0	0,5	88	0,75	0,33	1,00	1,00	1	1,00	34,70	6675		
183	30	94	47	0,333	3	0,5	19	10,8	0,5	88	0,75	0,33	1,00	1,00	1	1,00	34,70	6675		
184	30	94	47	0,333	3	0,5	19	8,3	0,5	88	0,75	0,33	1,00	1,00	1	1,00	34,70	6675		
185	30	94	47	0,333	3	0,5	19	5,9	0,5	88	0,75	0,33	1,00	1,00	1	1,00	34,70	6675		
186	30	94	47	0,333	3	0,5	19	4,4	0,5	88	0,75	0,33	1,00	1,00	1	1,00	34,70	6675		
187	30	94	47	0,333	3	0,5	19	28,75	0,5	88	1,25	0,54	1,00	1,00	3	1,00	34,70	6675		
188	30	94	47	0,333	3	0,5	19	23,40	0,5	88	1,25	0,54	1,00	1,00	3	1,00	34,70	6675		
189	30	94	47	0,333	3	0,5	19	18,10	0,5	88	1,25	0,54	1,00	1,00	3	1,00	34,70	6675		
190	30	94	47	0,333	3	0,5	19	13,90	0,5	88	1,25	0,54	1,00	1,00	3	1,00	34,70	6675		
191	30	94	47	0,333	3	0,5	19	9,75	0,5	88	1,25	0,54	1,00	1,00	3	1,00	34,70	6675		
192	30	94	47	0,333	3	0,5	19	7,30	0,5	88	1,25	0,54	1,00	1,00	3	1,00	34,70	6675		

Varian h₀ / Rohrweite der Schnittgrößen (Kapitel 5) bzw. Rohrweite der Last (Kapitel 6)

Berechnungsreihe / Verwendung	Gebirgsparameter										Rohr- bzw. IBO-Schirmparameter						Tunnelgeometrie, Ausbruch und Sicherung			
	Berechnungs-NR.	φ [°]	E_{UR} [MN/m ²]	$E_{s,ref}$ [MN/m ²]	μ [-]	c [kN/m ²]	μ [-]	γ [kN/m ³]	h_n [m]	k_c [-]	d_n [mm]	$f_{aks, Schirm}$ [-]	a [m]	$f_{aks, Umgebung}$	δ [°]	QS-NR	L_{Abs} [m]	EI (SPB) [MNm ² /m]	EA (SPB) [MN/m]	
Variation k / Anpassungsfaktor f _k (Kapitel 7)	193	35	154	77	0,3	3	0,6	19	23	0,55	88	1,00	0,44	1,00	1,00	2	1,00	34,70	6675	
	194	35	154	77	0,3	3	0,6	19	23	0,68	88	1,00	0,44	1,00	1,00	2	1,00	34,70	6675	
	195	35	154	77	0,3	3	0,6	19	23	0,85	88	1,00	0,44	1,00	1,00	2	1,00	34,70	6675	
	196	30	94	47	0,333	3	0,5	19	23	0,6	88	1,00	0,44	1,00	1,00	2	1,00	34,70	6675	
	197	30	94	47	0,333	3	0,5	19	23	0,7	88	1,00	0,44	1,00	1,00	2	1,00	34,70	6675	
	198	30	94	47	0,333	3	0,5	19	23	0,85	88	1,00	0,44	1,00	1,00	2	1,00	34,70	6675	
	199	25	30	15	0,366	7	0,4	19	23	0,68	88	1,00	0,44	1,00	1,00	2	1,00	34,70	6675	
	200	25	30	15	0,366	7	0,4	19	23	0,75	88	1,00	0,44	1,00	1,00	2	1,00	34,70	6675	
	201	25	30	15	0,366	7	0,4	19	23	0,85	88	1,00	0,44	1,00	1,00	2	1,00	34,70	6675	
	205	35	154	77	0,22	3	0,6	19	23	0,426	88	1,00	0,44	1,00	1,00	2	1,00	34,70	6675	
Varia-tion in (Kapitel 3)	206	30	94	47	0,24	3	0,5	19	23	0,5	88	1,00	0,44	1,00	1,00	2	1,00	34,70	6675	
	207	25	30	15	0,26	7	0,4	19	23	0,577	88	1,00	0,44	1,00	1,00	2	1,00	34,70	6675	
	208	32	82	41	0,320	3	0,55	22	23	0,47	88	1,00	0,44	1,00	1,00	2	1,00	34,70	6675	
	209	27	50	25	0,353	5	0,45	20	23	0,546	88	1,00	0,44	1,00	1,00	2	1,00	34,70	6675	
	230	27	50	25	0,353	5	0,45	20	23	0,546	140	1,00	0,44	1,00	1,00	2	1,00	34,70	6675	
	231	27	50	25	0,353	5	0,45	20	23	0,546	160	1,00	0,44	1,00	1,00	2	1,00	34,70	6675	
	232	27	50	25	0,353	5	0,45	20	23	0,546	219,1	1,00	0,44	1,00	1,00	2	1,00	34,70	6675	
	210	32	82	41	0,320	3	0,55	22	10,4	0,47	88	1,25	0,54	1,00	1,00	3	1,00	34,70	6675	
	227	32	82	41	0,320	3	0,55	22	10,4	0,47	140	1,25	0,54	1,00	1,00	3	1,00	34,70	6675	
	228	32	82	41	0,320	3	0,55	22	10,4	0,47	160	1,25	0,54	1,00	1,00	3	1,00	34,70	6675	
Zusatzberechnungen	229	32	82	41	0,320	3	0,55	22	10,4	0,47	160	1,25	0,54	1,00	1,00	3	1,00	34,70	6675	
	211	27	50	25	0,353	5	0,45	20	10,4	0,546	88	1,25	0,54	1,00	1,00	3	1,00	34,70	6675	
	212	30	94	47	0,333	3	0,5	19	23	0,5	88	1,00	0,44	1,00	1,00	2	1,50	34,70	6675	
	213	30	94	47	0,333	3	0,5	19	23	0,5	88	1,00	0,44	1,00	1,00	2	2,00	34,70	6675	
	214	25	30	15	0,366	7	0,4	19	23	0,577	88	1,00	0,44	1,00	1,00	2	1,50	34,70	6675	
	215	25	30	15	0,366	7	0,4	19	23	0,577	88	1,00	0,44	1,00	1,00	2	2,00	34,70	6675	
	216	(16,67)*	30	15	0,366	7	0,4	19	23	0,577	88	1,00	0,44	1,00	1,00	2	1,00	34,70	6675	
	217	(16,67)*	30	15	0,366	7	0,4	19	23	0,577	88	1,00	0,44	1,00	1,00	2	2,00	34,70	6675	
	220	30	94	47	0,333	3	0,5	19	23	0,5	88	1,00	0,44	0,80	1,00	2	1,00	34,70	6675	
	221	30	94	47	0,333	3	0,5	19	23	0,5	88	1,00	0,44	0,90	1,00	2	1,00	34,70	6675	
Variation f _{aks} (Kapitel 7)	222	30	94	47	0,333	3	0,5	19	23	0,5	88	1,00	0,44	0,60	1,00	2	1,00	34,70	6675	
	233	30	94	47	0,333	3	0,5	19	23	0,5	88	1,00	0,44	0,30	1,00	2	1,00	34,70	6675	
	234	30	94	47	0,333	3	0,5	19	23	0,5	88	1,00	0,44	0,10	1,00	2	1,00	34,70	6675	
	223	30	94	47	0,333	3	0,5	19	23	0,5	88	1,00	0,44	1,00	0,66	2	1,00	34,70	6675	
	224	30	94	47	0,333	3	0,5	19	23	0,5	88	1,00	0,44	1,00	0,50	2	1,00	34,70	6675	
	225	30	94	47	0,333	3	0,5	19	23	0,5	88	1,00	0,44	1,00	1,00	2	1,00	26,04	5000	
	226	30	94	47	0,333	3	0,5	19	23	0,5	88	1,00	0,44	1,00	1,00	2	1,00	19,53	3750	

mit:

$$\mu = k_c / (1 + k_c) = (1 - \sin\varphi) / (2 - \sin\varphi)$$

* Wert in Klammern gilt für Gebirge um Abschlag von LF17

Anlage 3: Tabellarische Auswertung der Variationsrechnungen

Nachfolgend werden in tabellarischer Form die maßgebenden Schnittgrößen der Stabschirme aufgeführt, die für die Erstellung des Prognosemodells 1 (Kapitel 5) benötigt werden.

Daten für Rohwerte der Schnittgrößen und Ankerkräfte Modell 1												
Berechnungs-NR	Berechnungsparameter							Berechnungsergebnis - Maximum der im Rechenlauf erzielten Beträge; Schnittgrößen bezogen auf Rohrabstand a; Summe der Ankerkräfte für Gesamtschnitt				
	φ [°]	$E_{s,ref}$ [MN/m ²]	γ [kN/m ³]	h_0 [m]	d_n [mm]	Bodengruppe	QS-NR	M_{MAX} [kNm/m]	M_{MIN} [kNm/m]	N_{MAX} [kN/m]	N_{MIN} [kN/m]	ΣA [kN]
164	25	15	19	17,30	88	Boden 1	1	10,30	-3,94	60,10	-145,50	3180
165	25	15	19	14,03	88	Boden 1	1	9,09	-3,33	51,50	-121,20	2744
166	25	15	19	10,80	88	Boden 1	1	7,58	-2,73	39,40	-97,00	2194
167	25	15	19	8,33	88	Boden 1	1	6,36	-2,42	30,30	-81,80	1810
168	25	15	19	5,90	88	Boden 1	1	5,45	-1,82	24,20	-63,60	1434
169	25	15	19	4,35	88	Boden 1	1	4,55	-1,52	18,20	-54,60	1216
114	25	15	19	23,00	88	Boden 1	2	10,68	-3,86	86,40	-209,10	7854
146	25	15	19	18,74	88	Boden 1	2	9,32	-3,41	79,55	-177,27	6652
147	25	15	19	14,44	88	Boden 1	2	7,95	-2,95	61,36	-145,45	5414
148	25	15	19	11,14	88	Boden 1	2	6,82	-2,50	52,27	-118,18	4456
149	25	15	19	7,80	88	Boden 1	2	5,68	-1,82	38,64	-93,18	3564
150	25	15	19	5,80	88	Boden 1	2	5,00	-1,36	31,82	-75,00	2920
170	25	15	19	28,75	88	Boden 1	3	11,67	-4,81	129,63	-290,74	15258
171	25	15	19	23,40	88	Boden 1	3	10,19	-4,07	103,70	-246,30	12844
172	25	15	19	18,10	88	Boden 1	3	8,70	-3,33	83,33	-201,85	10440
173	25	15	19	13,90	88	Boden 1	3	7,41	-2,78	66,67	-166,67	8614
174	25	15	19	9,75	88	Boden 1	3	6,30	-1,85	53,70	-125,93	6810
175	25	15	19	7,30	88	Boden 1	3	5,56	-1,67	44,44	-101,85	5692
181	30	47	19	17,30	88	Boden 2	1	5,15	-1,82	48,48	-124,24	2212
182	30	47	19	14,03	88	Boden 2	1	4,85	-1,52	39,39	-100,00	1896
183	30	47	19	10,80	88	Boden 2	1	3,94	-1,21	33,33	-90,91	1574
184	30	47	19	8,33	88	Boden 2	1	3,64	-1,21	27,27	-75,76	1320
185	30	47	19	5,90	88	Boden 2	1	3,03	-1,21	21,21	-60,61	1056
186	30	47	19	4,35	88	Boden 2	1	2,73	-0,91	15,15	-51,52	896
108	30	47	19	23,00	88	Boden 2	2	5,23	-2,05	81,82	-165,91	5690
176	30	47	19	18,74	88	Boden 2	2	4,55	-1,82	68,18	-145,45	4848
177	30	47	19	14,44	88	Boden 2	2	3,86	-1,59	54,55	-122,73	3998
178	30	47	19	11,14	88	Boden 2	2	3,18	-1,36	45,45	-102,27	3340
179	30	47	19	7,80	88	Boden 2	2	2,95	-1,14	36,36	-79,55	2668
180	30	47	19	5,80	88	Boden 2	2	2,73	-0,91	29,55	-68,18	2244
187	30	47	19	28,75	88	Boden 2	3	5,00	-2,59	112,96	-209,26	10882
188	30	47	19	23,40	88	Boden 2	3	4,44	-2,22	96,30	-183,33	9232
189	30	47	19	18,10	88	Boden 2	3	3,89	-1,85	77,78	-153,70	7788
190	30	47	19	13,90	88	Boden 2	3	3,33	-1,48	64,81	-129,63	6464
191	30	47	19	9,75	88	Boden 2	3	2,96	-1,30	53,70	-103,70	5178
192	30	47	19	7,30	88	Boden 2	3	2,59	-0,93	44,44	-87,04	4376
151	35	77	19	17,30	88	Boden 3	1	4,55	-1,82	33,33	-115,15	1616
152	35	77	19	14,03	88	Boden 3	1	3,94	-1,52	27,27	-103,03	1400
153	35	77	19	10,80	88	Boden 3	1	3,33	-1,21	24,24	-87,88	1186
154	35	77	19	8,33	88	Boden 3	1	3,03	-1,21	18,18	-69,70	992
155	35	77	19	5,90	88	Boden 3	1	2,42	-1,21	15,15	-57,58	810
156	35	77	19	4,35	88	Boden 3	1	2,12	-0,91	12,12	-51,52	694
103	35	77	19	23,00	88	Boden 3	2	4,32	-2,14	59,09	-156,82	4202
141	35	77	19	18,74	88	Boden 3	2	3,86	-1,59	52,27	-138,64	3620
142	35	77	19	14,44	88	Boden 3	2	3,41	-1,59	43,18	-118,18	3032
143	35	77	19	11,14	88	Boden 3	2	2,95	-1,36	34,09	-100,00	2568
144	35	77	19	7,80	88	Boden 3	2	2,27	-1,14	27,27	-81,82	2080
145	35	77	19	5,80	88	Boden 3	2	2,27	-1,14	22,73	-70,45	1774
157	35	77	19	28,75	88	Boden 3	3	4,07	-2,22	85,19	-194,44	8122
158	35	77	19	23,40	88	Boden 3	3	3,70	-2,04	72,22	-174,07	6932
159	35	77	19	18,10	88	Boden 3	3	3,15	-1,67	61,11	-151,85	5872
160	35	77	19	13,90	88	Boden 3	3	2,78	-1,48	50,00	-129,63	4966
161	35	77	19	9,75	88	Boden 3	3	2,41	-1,30	40,74	-105,56	4032
162	35	77	19	7,30	88	Boden 3	3	2,04	-1,11	31,48	-88,89	3438

Daten für den Korrekturfaktor f_v für Schnittgrößen und Ankerkräfte

Berechnungs NR	Berechnungsparameter										Momente bezogen auf Rohrstand a		Auswertung für das Moment: Faktorbildung als dimensionsloser Beiwert		Normalkraft bezogen auf Rohrstand a		Auswertung für die Normalkraft: Faktorbildung als dimensionsloser Beiwert		Summe der Ankerkräfte für GesamtQS		Auswertung für die Ankerkraft: Faktorbildung als dimensionsloser Beiwert	
	φ [°]	Boden NR	$E_{s,ref}$ [MN/m ²]	γ [kN/m ³]	h_b [m]	d_n [mm]	QS-NR	M_{max} [kNm/m]	M_{min} [kNm/m]	$f_{M,max}(\varphi) = \frac{M_{max}(\varphi)/M_{max}(\varphi=19)}{M_{max}(\varphi)/M_{max}(\varphi=19)}$	$f_{M,min}(\varphi) = \frac{M_{min}(\varphi)/M_{min}(\varphi=19)}{M_{max}(\varphi)/M_{max}(\varphi=19)}$	N_{max} [kN/m]	N_{min} [kN/m]	$f_{N,max}(\varphi) = \frac{N_{max}(\varphi)/N_{max}(\varphi=19)}{N_{max}(\varphi)/N_{max}(\varphi=19)}$	$f_{N,min}(\varphi) = \frac{N_{min}(\varphi)/N_{min}(\varphi=19)}{N_{max}(\varphi)/N_{max}(\varphi=19)}$	ΣA [kN]	$f_{\Sigma A}(\varphi) = \frac{\Sigma A(\varphi)/\Sigma A(\varphi=19)}{\Sigma A(\varphi)/\Sigma A(\varphi=19)}$	ΣA [kN]	$f_{\Sigma A}(\varphi) = \frac{\Sigma A(\varphi)/\Sigma A(\varphi=19)}{\Sigma A(\varphi)/\Sigma A(\varphi=19)}$	ΣA [kN]	$f_{\Sigma A}(\varphi) = \frac{\Sigma A(\varphi)/\Sigma A(\varphi=19)}{\Sigma A(\varphi)/\Sigma A(\varphi=19)}$	
																						M_{max} [kNm/m]
127	25	15	17	23	88	2	10,00	-3,64	0,94	0,94	84,10	-190,90	0,88	0,88	3540	0,90	3540	0,90				
114	25	15	19	23	88	2	10,68	-3,86	1,00	1,00	95,50	-209,10	1,00	1,00	3927	1,00	3927	1,00				
128	25	15	20	23	88	2	11,14	-4,32	1,12	1,12	102,30	-215,90	1,07	1,07	4172	1,06	4172	1,06				
129	25	15	21	23	88	2	11,59	-4,55	1,09	1,09	109,09	-225,00	1,14	1,14	4484	1,14	4484	1,14				
123	30	47	17	23	88	2	4,77	-1,59	0,91	0,78	70,50	-159,10	0,86	0,86	2566	0,90	2566	0,90				
108	30	47	19	23	88	2	5,23	-2,05	1,00	1,00	81,80	-165,90	1,00	1,00	2845	1,00	2845	1,00				
124	30	47	20	23	88	2	5,23	-2,27	1,11	1,11	86,40	-168,18	1,06	1,06	2981	1,05	2981	1,05				
125	30	47	21	23	88	2	5,45	-2,27	1,04	1,04	93,20	-172,70	1,14	1,14	3091	1,09	3091	1,09				
126	30	47	22	23	88	2	5,68	-2,51	1,09	1,22	97,70	-181,80	1,19	1,19	3256	1,14	3256	1,14				
119	35	77	18	23	88	2	4,09	-1,82	0,95	0,89	56,82	-152,27	0,96	0,96	2005	0,95	2005	0,95				
103	35	77	19	23	88	2	4,32	-2,05	1,00	1,00	59,10	-156,80	1,00	1,00	2101	1,00	2101	1,00				
120	35	77	20	23	88	2	4,32	-2,05	1,00	1,00	63,64	-159,09	1,08	1,08	2172	1,03	2172	1,03				
121	35	77	21	23	88	2	4,32	-2,05	1,00	1,00	68,18	-161,36	1,15	1,15	2286	1,09	2286	1,09				
122	35	77	23	23	88	2	4,77	-2,11	1,10	1,02	75,00	-165,91	1,27	1,27	2471	1,18	2471	1,18				

Daten für Korrekturfaktor f_{Es} für Schnittgrößen und Ankerkräfte

Berechnungs NR	Berechnungsparameter										Momente bezogen auf Rohrstand a		Auswertung für das Moment: Faktorbildung als dimensionsloser Beiwert		Normalkraft bezogen auf Rohrstand a		Auswertung für die Normalkraft: Faktorbildung als dimensionsloser Beiwert		Summe der Ankerkräfte für GesamtQS		Auswertung für die Ankerkraft: Faktorbildung als dimensionsloser Beiwert	
	φ [°]	E _{s,ref} [MN/m ²]	g [kN/m ³]	d_n [mm]	d_n [mm]	$h_{n,rotat}$ [m]	QS-NR	M_{max} [kNm/m]	M_{min} [kNm/m]	$f_{M,max}(\varphi) = \frac{M_{max}(\varphi)/M_{max}(\varphi=19)}{M_{max}(\varphi)/M_{max}(\varphi=19)}$	$f_{M,min}(\varphi) = \frac{M_{min}(\varphi)/M_{min}(\varphi=19)}{M_{max}(\varphi)/M_{max}(\varphi=19)}$	N_{max} [kN/m]	N_{min} [kN/m]	$f_{N,max}(\varphi) = \frac{N_{max}(\varphi)/N_{max}(\varphi=19)}{N_{max}(\varphi)/N_{max}(\varphi=19)}$	$f_{N,min}(\varphi) = \frac{N_{min}(\varphi)/N_{min}(\varphi=19)}{N_{max}(\varphi)/N_{max}(\varphi=19)}$	ΣA [kN]	$f_{\Sigma A}(\varphi) = \frac{\Sigma A(\varphi)/\Sigma A(\varphi=19)}{\Sigma A(\varphi)/\Sigma A(\varphi=19)}$	ΣA [kN]	$f_{\Sigma A}(\varphi) = \frac{\Sigma A(\varphi)/\Sigma A(\varphi=19)}{\Sigma A(\varphi)/\Sigma A(\varphi=19)}$	ΣA [kN]	$f_{\Sigma A}(\varphi) = \frac{\Sigma A(\varphi)/\Sigma A(\varphi=19)}{\Sigma A(\varphi)/\Sigma A(\varphi=19)}$	
																						M_{max} [kNm/m]
134	25	30	19	23	88	2	6,36	-2,73	0,60	0,71	93,18	-184,09	0,88	0,88	3634	0,93	3634	0,93				
135	25	22	19	23	88	2	8,18	-3,18	0,77	0,82	95,45	-188,64	1,00	0,90	3786	0,96	3786	0,96				
115	25	15	19	23	88	2	10,68	-3,86	1,00	1,00	95,45	-209,10	1,00	1,00	3927	1,00	3927	1,00				
136	25	7	19	23	88	2	19,55	-7,50	1,83	1,94	96,45	-225,00	1,00	1,08	4174	1,06	4174	1,06				
137	30	80	19	23	88	2	3,64	-1,36	0,70	0,67	72,73	-102,27	0,86	0,62	2552	0,90	2552	0,90				
138	30	62	19	23	88	2	4,32	-1,82	0,89	0,89	75,00	-150,00	0,89	0,89	2702	0,95	2702	0,95				
139	30	47	19	23	88	2	5,23	-2,05	1,00	1,00	84,10	-165,91	1,00	1,00	2845	1,00	2845	1,00				
140	30	38	19	23	88	2	5,91	-2,50	1,13	1,22	86,40	-177,27	1,03	1,07	2946	1,04	2946	1,04				
130	35	150	19	23	88	2	7,05	-2,95	1,35	1,44	88,60	-186,36	1,05	1,12	3047	1,07	3047	1,07				
131	35	125	19	23	88	2	7,73	-3,18	0,63	0,63	88,64	-186,36	0,81	0,57	1764	0,84	1764	0,84				
132	35	95	19	23	88	2	8,18	-3,18	0,74	0,96	95,45	-188,64	0,88	0,77	1860	0,89	1860	0,89				
133	35	77	19	23	88	2	8,18	-3,18	0,89	0,98	96,82	-190,91	0,96	0,90	1995	0,95	1995	0,95				
103	35	77	21	23	88	2	8,18	-3,18	1,00	1,00	99,09	-195,82	1,00	1,00	2101	1,00	2101	1,00				
133	35	48	19	23	88	2	6,36	-2,50	1,47	1,17	68,18	-190,91	1,15	1,22	2401	1,14	2401	1,14				

Berechnungs-NR	Berechnungsparameter										Momente bezogen auf Rohrtrabstand a		Auswertung: Faktorbildung als dimensionsloser Beiwert		Normalkraft bezogen auf Rohrtrabstand a		Auswertung: Faktorbildung als dimensionsloser Beiwert		Ankerkräfte für dimensionsloser Gesamt-QS	
	EA/a [MN/m]	EA/a [MN/m]	E _{rot} [MN/m ²]	γ [kN/m ³]	h _a [m]	d _N [mm]	Bodenart	QS-NR	M _{max} [kNm/m]	M _{min} [kNm/m]	f _{EM,Max} (0) = M _{max} (0)/M _{max} (Rohr)	f _{EM,Min} (0) = M _{min} (0)/M _{max} (Rohr)	N _{max} [kN/m]	N _{min} [kN/m]	f _{EN,Max} (0) = N _{max} (0)/N _{max} (Rohr)	f _{EN,Min} (0) = N _{min} (0)/N _{min} (Rohr)	ΣA [kN]	ΣA [kN]	f _{ΣA} (0) = ΣA(0)/ΣA(Rohr)	Beiwert
118	0,001192372	50,6	15	19	23	16	Boden 1	2	0,91	-0,91	0,09	0,24	79,55	-150,00	0,83	0,72	3968	3968	1,01	1,01
113	0,153656386	401	15	19	23	60	Boden 1	2	3,18	-1,14	0,30	0,29	86,36	-179,55	0,90	0,86	86	86	1,00	1,00
111	0,904046122	1170	6	19	23	88	Boden 1	2	10,68	-3,86	1,00	1,00	95,45	-209,40	1,00	1,00	922	922	1,00	1,00
115	4,142082814	1949	6	19	23	140	Boden 1	2	35,68	-14,32	3,34	3,71	95,45	-220,45	1,00	1,05	964	964	1,01	1,01
116	6,353692642	2249	15	19	23	160	Boden 1	2	48,86	-20,23	4,57	5,24	95,45	-222,73	1,00	1,07	967	967	1,01	1,01
117	17,17436777	3135	15	19	23	219,1	Boden 1	2	102,50	-43,18	9,60	11,18	97,73	-227,30	1,02	1,09	3956	3956	1,01	1,01
112	0,001192372	50,6	47	19	23	16	Boden 2	2	0,45	-0,23	0,09	0,11	45,45	-86,36	0,56	0,52	2849	2849	1,00	1,00
107	0,153656386	401	47	19	23	60	Boden 2	2	1,62	-0,91	0,35	0,44	59,09	-122,73	0,72	0,74	2847	2847	1,00	1,00
111	0,904046122	1170	47	19	23	88	Boden 2	2	5,23	-2,05	1,00	1,00	81,82	-165,91	1,00	1,00	2845	2845	1,00	1,00
109	4,142082814	1949	47	19	23	140	Boden 2	2	16,14	-6,82	3,09	3,33	86,36	-181,82	1,06	1,10	2845	2845	1,00	1,00
110	6,353692642	2249	47	19	23	160	Boden 2	2	22,05	-9,32	4,22	4,56	86,36	-184,09	1,06	1,11	2847	2847	1,00	1,00
111	17,17436777	3135	47	19	23	219,1	Boden 2	2	45,45	-20,45	8,70	10,00	88,64	-193,18	1,08	1,16	2853	2853	1,00	1,00
101	0,001192372	50,6	77	19	23	16	Boden 3	2	0,45	-0,23	0,11	0,11	29,55	-70,45	0,50	0,45	2106	2106	1,00	1,00
102	0,153656386	401	77	19	23	60	Boden 3	2	1,82	-1,14	0,42	0,56	43,18	-106,82	0,73	0,68	2106	2106	1,00	1,00
104	0,904046122	1170	77	19	23	88	Boden 3	2	4,32	-2,05	1,00	1,00	59,09	-156,80	1,00	1,00	2101	2101	1,00	1,00
104	4,142082814	1949	77	19	23	140	Boden 3	2	12,01	-4,77	2,79	2,33	68,18	-177,27	1,15	1,13	2098	2098	1,00	1,00
105	6,353692642	2249	77	19	23	160	Boden 3	2	15,91	-6,59	3,68	3,22	72,73	-181,82	1,23	1,16	2096	2096	1,00	1,00
106	17,17436777	3135	77	19	23	219,1	Boden 3	2	34,09	-15,23	7,89	7,44	72,73	-193,19	1,23	1,23	2100	2100	1,00	1,00

Anlage 4: Crossvalidation-Test zu Prognosemodell 1

Nachfolgend sind die Daten für den Crossvalidation-Test des Prognosemodells 1 für die Rohrschirmschnittgrößen M_{MAX} und N_{MIN} aufgeführt. Die zugehörigen Formeln zur Ermittlung der Unterschreitenswahrscheinlichkeit können dem Kapitel 5 entnommen werden.

Kreuzvalidierung zu M_{MAX}

Berechnungsreihe	Berechnung Nr	Diagramm	Kurve	Neuemittlung von M_{Res} aus Diagrammen, die ohne Berechnung j aufgestellt wurden - durch lineare Interpolation				Ergebnis FE-Berechnung	absoluter Fehler	Relativer Fehler bzgl. M_{neu}	Rang - ansteigend	Plottingposition nach Weibull
				$f_{E,neu}$	$f_{ES,neu}$	$f_{Ej,neu}^*$	$M_{j,neu}$ [kNm/m]					
	169			4,64	1,00	1,00	4,64	4,55	-0,09	-1,94	24	0,24
	168			5,40	1,00	1,00	5,40	5,45	0,05	0,93	44	0,43
	167			6,40	1,00	1,00	6,40	6,36	-0,04	-0,63	33	0,32
	166			7,40	1,00	1,00	7,40	7,36	-0,04	-0,53	32	0,31
	165			8,68	1,00	1,00	8,68	9,09	0,41	4,72	66	0,65
	164			10,50	1,00	1,00	10,50	10,30	-0,20	-1,90	25	0,25
	114			10,30	1,00	1,21	9,97	10,68	0,71	7,12	76	0,75
	146			9,06	1,00	1,00	9,06	9,32	0,26	2,85	54	0,53
	147			8,00	1,00	1,00	8,00	7,95	-0,05	-0,57	34	0,33
	148			6,80	1,00	1,00	6,80	6,80	0,00	0,27	40	0,39
	149			5,65	1,00	1,00	5,65	5,68	0,03	0,56	41	0,40
	150			5,05	1,00	1,00	5,05	5,00	-0,05	-0,99	29	0,28
	170			11,40	1,00	1,00	11,40	11,67	0,27	2,34	51	0,50
	171			10,10	1,00	1,00	10,10	10,19	0,09	0,84	43	0,42
	172			8,31	1,00	1,00	8,31	8,70	0,39	4,74	67	0,66
	173			6,95	1,00	1,00	6,95	7,41	0,46	6,58	72	0,71
	174			6,25	1,00	1,00	6,25	6,30	0,05	0,74	42	0,41
	175			5,20	1,00	1,00	5,20	5,36	0,16	2,84	74	0,73
	181			5,33	1,00	1,00	5,33	5,15	-0,18	-3,35	23	0,23
	182			4,47	1,00	1,00	4,47	4,85	0,38	8,47	81	0,79
	183			4,08	1,00	1,00	4,08	3,94	-0,14	-3,45	22	0,22
	184			3,42	1,00	1,00	3,42	3,64	0,22	6,33	70	0,69
	185			3,00	1,00	1,00	3,00	3,03	0,03	1,01	46	0,45
	186			2,58	1,00	1,00	2,58	2,73	0,15	5,71	69	0,68
	108			5,17	0,98	1,08	4,38	5,23	0,85	19,47	96	0,94
	176			4,50	1,00	1,00	4,50	4,55	0,05	1,01	47	0,46
	177			3,62	1,00	1,00	3,62	3,66	0,04	0,93	66	0,67
	178			3,40	1,00	1,00	3,40	3,18	-0,22	-6,42	12	0,12
	179			2,88	1,00	1,00	2,88	2,95	0,06	2,23	50	0,49
	180			2,90	1,00	1,00	2,90	2,73	-0,17	-5,96	13	0,13
	187			5,00	1,00	1,00	5,00	5,00	0,00	0,00	39	0,38
	188			4,30	1,00	1,00	4,30	4,44	0,14	3,36	59	0,58
	189			3,90	1,00	1,00	3,90	3,89	-0,01	-0,28	37	0,36
	190			3,30	1,00	1,00	3,30	3,33	0,03	1,01	45	0,44
	191			2,67	1,00	1,00	2,67	2,96	0,29	10,97	87	0,85
	192			2,60	1,00	1,00	2,60	2,59	-0,01	-0,28	36	0,35
	151			4,15	1,00	1,00	4,15	4,55	0,40	9,53	84	0,82
	152			4,00	1,00	1,00	4,00	4,44	0,44	10,71	99	0,98
	153			3,30	1,00	1,00	3,30	3,33	0,03	1,01	26	0,25
	154			2,70	1,00	1,00	2,70	3,03	0,33	12,23	88	0,87
	155			2,53	1,00	1,00	2,53	2,42	-0,09	-4,04	69	0,64
	156			2,05	1,00	1,00	2,05	2,12	0,07	3,47	61	0,60
	103			4,35	0,96	1,08	4,06	4,32	0,26	6,38	71	0,70
	141			3,75	1,00	1,00	3,75	3,86	0,11	3,03	56	0,55
	142			3,30	1,00	1,00	3,30	3,41	0,11	3,33	58	0,57
	143			2,70	1,00	1,00	2,70	2,95	0,25	9,45	83	0,81
	144			2,44	1,00	1,00	2,44	2,27	-0,17	-6,86	11	0,11
	145			1,95	1,00	1,00	1,95	2,27	0,32	16,55	93	0,91
	157			4,31	1,00	1,00	4,31	4,07	-0,24	-5,47	15	0,15
	158			3,42	1,00	1,00	3,42	3,70	0,28	8,30	80	0,78
	159			3,08	1,00	1,00	3,08	3,15	0,07	2,21	49	0,48
	160			2,58	1,00	1,00	2,58	2,78	0,20	7,67	78	0,76
	161			2,25	1,00	1,00	2,25	2,41	0,16	7,00	75	0,74
	162			2,20	1,00	1,00	2,20	2,04	-0,16	-7,41	9	0,09

Berechnungsreihe	Berechnung Nr.	Diagramm	Kurve	Neuermittlung von M_{ES} aus Diagrammen, die ohne Berechnung j aufgestellt wurden - durch lineare Interpolation				Kreuzvalidierung zu M_{MAX}		Ergebnis FE-Berechnung	absoluter Fehler $e=M_{j,neu}$ [kNm/m]	Relativer Fehler bzgl. $M_{j,neu}$	Rang - aufsteigend	Plottingposition nach Weibull
				$f_{t,neu}$	$f_{Es,neu}$	$f_{Et,neu}$	$M_{j,neu}$ [kNm/m]	M_j [kNm/m]	$r=e/M_{j,neu}$ [%]					
Berechnung f_t	127	M_t für Boden gruppe 1	$f_t(M_{max})$	10,50	0,92	1,00	1,00	9,66	10,00	0,34	3,52	62	0,61	
	128	M_t für Boden gruppe 2	$f_t(M_{max})$	10,50	1,05	1,00	1,00	10,82	11,14	0,33	3,01	55	0,54	
	129	M_t für Boden gruppe 3	$f_t(M_{max})$	10,50	1,07	1,00	1,00	11,24	11,59	0,35	3,16	57	0,56	
	123	M_t für Boden gruppe 1	$f_t(M_{max})$	5,17	0,93	1,00	1,00	4,81	4,77	-0,04	-0,79	31	0,30	
	124	M_t für Boden gruppe 2	$f_t(M_{max})$	5,17	1,02	1,00	1,00	5,27	5,23	-0,04	-0,82	30	0,29	
	125	M_t für Boden gruppe 3	$f_t(M_{max})$	5,17	1,06	1,00	1,00	5,48	5,45	-0,03	-0,55	36	0,34	
	126	M_t für Boden gruppe 1	$f_t(M_{max})$	5,17	1,08	1,00	1,00	5,48	5,68	0,20	3,65	63	0,62	
	119	M_t für Boden gruppe 3	$f_t(M_{max})$	4,25	0,97	1,00	1,00	4,12	4,09	-0,03	-0,79	32	0,31	
	120	M_t für Boden gruppe 1	$f_t(M_{max})$	4,25	0,99	1,00	1,00	4,21	4,32	0,11	2,67	53	0,52	
	121	M_t für Boden gruppe 2	$f_t(M_{max})$	4,25	1,03	1,00	1,00	4,38	4,32	-0,06	-1,31	28	0,27	
	122	M_t für Boden gruppe 3	$f_t(M_{max})$	4,25	1,04	1,00	1,00	4,42	4,77	0,35	7,92	79	0,77	
	134	M_{Es} für Boden gruppe 1	$f_{Es}(M_{max})$	10,50	1,00	0,44	1,00	4,62	6,36	1,74	37,74	99	0,97	
	135	M_{Es} für Boden gruppe 2	$f_{Es}(M_{max})$	10,50	1,00	0,81	1,00	8,51	8,19	-0,32	-3,80	19	0,19	
	136	M_{Es} für Boden gruppe 3	$f_{Es}(M_{max})$	10,50	1,00	1,22	1,00	12,81	19,55	6,74	52,58	100	0,98	
	137	M_{Es} für Boden gruppe 1	$f_{Es}(M_{max})$	5,17	1,00	0,60	1,00	3,10	3,64	0,53	17,23	95	0,93	
	138	M_{Es} für Boden gruppe 2	$f_{Es}(M_{max})$	5,17	1,00	0,90	1,00	4,65	4,32	-0,33	-7,20	10	0,10	
139	M_{Es} für Boden gruppe 3	$f_{Es}(M_{max})$	5,17	1,00	1,20	1,00	6,20	5,91	-0,29	-4,75	16	0,16		
140	M_{Es} für Boden gruppe 1	$f_{Es}(M_{max})$	5,17	1,00	1,23	1,00	6,36	7,05	0,69	10,79	85	0,83		
130	M_{Es} für Boden gruppe 3	$f_{Es}(M_{max})$	4,25	1,00	0,55	1,00	2,34	2,73	0,39	16,67	94	0,92		
131	M_{Es} für Boden gruppe 1	$f_{Es}(M_{max})$	4,25	1,00	0,76	1,00	3,23	3,18	-0,05	-1,49	27	0,26		
132	M_{Es} für Boden gruppe 2	$f_{Es}(M_{max})$	4,25	1,00	0,91	1,00	3,87	3,86	0,00	-0,10	38	0,37		
133	M_{Es} für Boden gruppe 3	$f_{Es}(M_{max})$	4,25	1,00	1,22	1,00	5,19	7,00	1,82	35,00	97	0,95		
118	M_{Ei} für Boden gruppe 1	$f_{Ei}(M_{max})$	10,50	1,00	1,00	0,26	2,73	1,91	-1,82	-66,70	1	0,01		
113	M_{Ei} für Boden gruppe 2	$f_{Ei}(M_{max})$	10,50	1,00	1,00	0,45	2,73	3,18	0,47	16,55	92	0,90		
115	M_{Ei} für Boden gruppe 3	$f_{Ei}(M_{max})$	10,50	1,00	1,00	3,00	31,50	35,68	4,18	13,28	90	0,88		
116	M_{Ei} für Boden gruppe 1	$f_{Ei}(M_{max})$	10,50	1,00	1,00	4,20	41,10	48,86	7,76	18,80	96	0,84		
117	M_{Ei} für Boden gruppe 2	$f_{Ei}(M_{max})$	10,50	1,00	1,00	10,70	112,35	102,50	-9,85	-8,77	7	0,07		
112	M_{Ei} für Boden gruppe 3	$f_{Ei}(M_{max})$	5,17	1,00	1,00	0,26	1,34	0,45	-0,89	-66,18	2	0,02		
107	M_{Ei} für Boden gruppe 1	$f_{Ei}(M_{max})$	5,17	1,00	1,00	0,26	1,34	1,82	0,47	35,26	98	0,96		
109	M_{Ei} für Boden gruppe 2	$f_{Ei}(M_{max})$	5,17	1,00	1,00	3,00	15,51	16,14	0,63	4,04	64	0,63		
110	M_{Ei} für Boden gruppe 3	$f_{Ei}(M_{max})$	5,17	1,00	1,00	4,00	20,68	22,05	1,37	6,60	73	0,72		
111	M_{Ei} für Boden gruppe 1	$f_{Ei}(M_{max})$	5,17	1,00	1,00	10,10	52,22	45,45	-6,76	-12,95	6	0,06		
101	M_{Ei} für Boden gruppe 3	$f_{Ei}(M_{max})$	4,25	1,00	1,00	0,26	1,11	0,45	-0,65	-58,86	3	0,03		
102	M_{Ei} für Boden gruppe 1	$f_{Ei}(M_{max})$	4,25	1,00	1,00	0,26	1,11	1,82	0,71	64,54	101	0,99		
104	M_{Ei} für Boden gruppe 2	$f_{Ei}(M_{max})$	4,25	1,00	1,00	2,60	11,05	12,05	1,00	9,01	82	0,80		
105	M_{Ei} für Boden gruppe 3	$f_{Ei}(M_{max})$	4,25	1,00	1,00	3,62	15,39	15,91	0,52	3,41	60	0,59		
106	M_{Ei} für Boden gruppe 1	$f_{Ei}(M_{max})$	4,25	1,00	1,00	8,40	35,70	34,09	-1,61	-4,51	18	0,18		
208	zusätzl. Testberechnungen				4,75	1,06	1,36	1,00	6,85	6,59	-0,26	20	0,20	
209	zusätzl. Testberechnungen				7,90	1,01	1,18	1,00	9,42	7,95	-1,47	4	0,04	
230	zusätzl. Testberechnungen				7,90	1,01	1,18	2,94	27,68	2,23	8	0,08		
231	zusätzl. Testberechnungen				7,90	1,01	1,18	3,95	37,19	2,19	14	0,14		
232	zusätzl. Testberechnungen				7,90	1,01	1,18	8,30	78,15	-2,70	21	0,21		
210	zusätzl. Testberechnungen				3,10	1,06	1,36	1,00	4,47	4,26	0,21	17	0,17	
227	zusätzl. Testberechnungen				3,10	1,06	1,36	2,94	13,14	0,96	77	0,75		
228	zusätzl. Testberechnungen				3,10	1,06	1,36	3,95	17,65	1,95	88	0,86		
229	zusätzl. Testberechnungen				3,10	1,06	1,36	8,30	37,09	4,80	91	0,89		
211	zusätzl. Testberechnungen				5,30	1,01	1,18	1,00	6,32	-0,95	5	0,05		

gesucht: i für 95% Quantil -> $P=0,95=f_{t,neu}/(1+n) \rightarrow 95\%=0,95 \cdot (n+1)=0,95 \cdot 102=96,9 \rightarrow 97$
Einzuhalten der Modellsicherheitsbewert $\gamma_{Modell} = 1 + 0,35 = 1,35 \rightarrow \gamma_{Modell} = 1,4$

Kreuzvalidierung zu N_{MIN}

Berechnungsreihe	Berechnungs-Nr	Diagramm	Kurve	Neuermittlung von N_{AS} aus Diagrammen, die ohne Berechnung j aufgestellt wurden - durch lineare Interpolation				Ergebnis FE-Berechnung		absoluter Fehler	relativer Fehler bzgl. $N_{L,neu}$	Rang - aufsteigend	Plottingposition nach Weibull
				$N_{min,neu}$	f_{min}	$f_{ES,neu}$	$f_{AS,neu}$	N_{min} [kN/m]	N_i [kN/m]				
	169	N_{ROH} für Bodengruppe 1	N_{min} (QS1)	-142,00; 1,00	1,00	1,00	1,00	-142,00	-145,91	-3,90	2,46	73	$P=F/(1+n) [-]$ für $n=101$
	168	N_{ROH} für Bodengruppe 1	N_{min} (QS1)	-125,00; 1,00	1,00	1,00	1,00	-125,00	-121,20	3,80	3,04	27	
	167	N_{ROH} für Bodengruppe 1	N_{min} (QS1)	-102,00; 1,00	1,00	1,00	1,00	-102,00	-97,00	5,00	4,90	19	
	166	N_{ROH} für Bodengruppe 1	N_{min} (QS1)	-81,00; 1,00	1,00	1,00	1,00	-81,00	-71,90	9,10	9,99	59	
	165	N_{ROH} für Bodengruppe 1	N_{min} (QS1)	-65,60; 1,00	1,00	1,00	1,00	-65,60	-53,60	2,00	3,05	26	
	164	N_{ROH} für Bodengruppe 1	N_{min} (QS1)	-58,30; 1,00	1,00	1,00	1,00	-58,30	-54,60	3,70	6,35	17	
	114	N_{ROH} für Bodengruppe 1	N_{min} (QS2)	-197,40; 0,99	0,98	1,00	0,95	-181,94	-209,16	27,16	14,93	101	
	146	N_{ROH} für Bodengruppe 1	N_{min} (QS2)	-176,30; 1,00	1,00	1,00	1,00	-176,30	-177,21	-0,91	0,55	94	
	147	N_{ROH} für Bodengruppe 1	N_{min} (QS2)	-142,00; 1,00	1,00	1,00	1,00	-142,00	-145,45	-3,45	2,43	72	
	148	N_{ROH} für Bodengruppe 1	N_{min} (QS2)	-120,00; 1,00	1,00	1,00	1,00	-120,00	-118,18	1,82	1,52	36	
	149	N_{ROH} für Bodengruppe 1	N_{min} (QS2)	-87,40; 1,00	1,00	1,00	1,00	-87,40	-83,15	4,25	6,82	93	
	150	N_{ROH} für Bodengruppe 1	N_{min} (QS2)	-81,50; 1,00	1,00	1,00	1,00	-81,50	-75,00	6,50	-7,98	9	
	170	N_{ROH} für Bodengruppe 1	N_{min} (QS3)	-297,00; 1,00	1,00	1,00	1,00	-297,00	-290,74	6,26	-2,11	31	
	171	N_{ROH} für Bodengruppe 1	N_{min} (QS3)	-244,00; 1,00	1,00	1,00	1,00	-244,00	-246,36	-2,36	0,94	58	
	172	N_{ROH} für Bodengruppe 1	N_{min} (QS3)	-198,00; 1,00	1,00	1,00	1,00	-198,00	-201,95	-3,95	1,95	67	
	173	N_{ROH} für Bodengruppe 1	N_{min} (QS3)	-160,00; 1,00	1,00	1,00	1,00	-160,00	-166,67	-6,67	4,17	88	
	174	N_{ROH} für Bodengruppe 1	N_{min} (QS3)	-120,00; 1,00	1,00	1,00	1,00	-120,00	-125,93	-5,93	4,94	91	
	175	N_{ROH} für Bodengruppe 1	N_{min} (QS3)	-98,30; 1,00	1,00	1,00	1,00	-98,30	-101,85	-3,55	3,61	82	
	181	N_{ROH} für Bodengruppe 2	N_{min} (QS1)	-114,70; 1,00	1,00	1,00	1,00	-114,70	-124,24	-9,54	8,32	95	
	182	N_{ROH} für Bodengruppe 2	N_{min} (QS1)	-107,97; 1,00	1,00	1,00	1,00	-107,97	-100,00	7,97	-7,38	12	
	183	N_{ROH} für Bodengruppe 2	N_{min} (QS1)	-87,73; 1,00	1,00	1,00	1,00	-87,73	-90,91	-3,18	3,62	83	
	184	N_{ROH} für Bodengruppe 2	N_{min} (QS1)	-74,23; 1,00	1,00	1,00	1,00	-74,23	-75,76	-1,53	2,06	68	
	185	N_{ROH} für Bodengruppe 2	N_{min} (QS1)	-60,09; 1,00	1,00	1,00	1,00	-60,09	-60,61	-0,51	0,91	57	
	186	N_{ROH} für Bodengruppe 2	N_{min} (QS1)	-53,98; 1,00	1,00	1,00	1,00	-53,98	-51,52	2,46	-4,57	20	
	108	N_{ROH} für Bodengruppe 2	N_{min} (QS2)	-175,50; 0,99	1,02	1,00	0,91	-161,21	-165,91	-4,64	2,88	76	
	176	N_{ROH} für Bodengruppe 2	N_{min} (QS2)	-141,72; 1,00	1,00	1,00	1,00	-141,72	-145,45	-3,73	2,64	75	
	177	N_{ROH} für Bodengruppe 2	N_{min} (QS2)	-121,00; 1,00	1,00	1,00	1,00	-121,00	-122,73	-1,73	1,43	64	
	178	N_{ROH} für Bodengruppe 2	N_{min} (QS2)	-98,50; 1,00	1,00	1,00	1,00	-98,50	-102,27	-3,77	3,83	85	
	179	N_{ROH} für Bodengruppe 2	N_{min} (QS2)	-80,98; 1,00	1,00	1,00	1,00	-80,98	-79,55	1,43	1,77	32	
	180	N_{ROH} für Bodengruppe 2	N_{min} (QS2)	-70,00; 1,00	1,00	1,00	1,00	-70,00	-68,18	1,82	-2,60	29	
	187	N_{ROH} für Bodengruppe 2	N_{min} (QS3)	-215,95; 1,00	1,00	1,00	1,00	-215,95	-209,26	6,69	-3,10	25	
	188	N_{ROH} für Bodengruppe 2	N_{min} (QS3)	-182,20; 1,00	1,00	1,00	1,00	-182,20	-183,33	-1,13	0,62	55	
	189	N_{ROH} für Bodengruppe 2	N_{min} (QS3)	-148,46; 1,00	1,00	1,00	1,00	-148,46	-153,70	-5,24	3,53	81	
	190	N_{ROH} für Bodengruppe 2	N_{min} (QS3)	-127,55; 1,00	1,00	1,00	1,00	-127,55	-129,63	-2,08	1,63	66	
	191	N_{ROH} für Bodengruppe 2	N_{min} (QS3)	-102,60; 1,00	1,00	1,00	1,00	-102,60	-103,70	-1,10	1,08	60	
	192	N_{ROH} für Bodengruppe 2	N_{min} (QS3)	-87,70; 1,00	1,00	1,00	1,00	-87,70	-87,04	0,66	-0,76	41	
	151	N_{ROH} für Bodengruppe 3	N_{min} (QS1)	-121,90; 1,00	1,00	1,00	1,00	-121,90	-115,15	6,75	-5,54	18	
	152	N_{ROH} für Bodengruppe 3	N_{min} (QS1)	-100,60; 1,00	1,00	1,00	1,00	-100,60	-103,03	-2,43	2,42	71	
	153	N_{ROH} für Bodengruppe 3	N_{min} (QS1)	-84,90; 1,00	1,00	1,00	1,00	-84,90	-87,66	-2,76	3,51	80	
	154	N_{ROH} für Bodengruppe 3	N_{min} (QS1)	-75,43; 1,00	1,00	1,00	1,00	-75,43	-69,70	5,73	-7,60	11	
	155	N_{ROH} für Bodengruppe 3	N_{min} (QS1)	-61,60; 1,00	1,00	1,00	1,00	-61,60	-57,58	4,02	-6,63	16	
	156	N_{ROH} für Bodengruppe 3	N_{min} (QS1)	-53,40; 1,00	1,00	1,00	1,00	-53,40	-51,52	1,88	-3,53	24	
	103	N_{ROH} für Bodengruppe 3	N_{min} (QS2)	-159,00; 0,99	1,00	1,00	0,90	-141,67	-156,82	-15,15	10,99	100	
	141	N_{ROH} für Bodengruppe 3	N_{min} (QS2)	-135,10; 1,00	1,00	1,00	1,00	-135,10	-138,64	-3,54	2,62	74	
	142	N_{ROH} für Bodengruppe 3	N_{min} (QS2)	-113,10; 1,00	1,00	1,00	1,00	-113,10	-118,16	-5,06	4,49	90	
	143	N_{ROH} für Bodengruppe 3	N_{min} (QS2)	-100,60; 1,00	1,00	1,00	1,00	-100,60	-100,00	0,60	0,60	43	
	144	N_{ROH} für Bodengruppe 3	N_{min} (QS2)	-78,60; 1,00	1,00	1,00	1,00	-78,60	-78,60	-3,22	-81,82	86	
	145	N_{ROH} für Bodengruppe 3	N_{min} (QS2)	-75,40; 1,00	1,00	1,00	1,00	-75,40	-70,45	4,95	-6,56	15	
	157	N_{ROH} für Bodengruppe 3	N_{min} (QS3)	-199,90; 1,00	1,00	1,00	1,00	-199,90	-194,44	5,46	-2,73	28	
	158	N_{ROH} für Bodengruppe 3	N_{min} (QS3)	-170,00; 1,00	1,00	1,00	1,00	-170,00	-174,07	-4,07	2,40	70	
	159	N_{ROH} für Bodengruppe 3	N_{min} (QS3)	-145,83; 1,00	1,00	1,00	1,00	-145,83	-151,85	-6,02	4,13	87	
	160	N_{ROH} für Bodengruppe 3	N_{min} (QS3)	-126,97; 1,00	1,00	1,00	1,00	-126,97	-129,63	-2,66	2,09	69	
	161	N_{ROH} für Bodengruppe 3	N_{min} (QS3)	-101,80; 1,00	1,00	1,00	1,00	-101,80	-105,56	-3,76	3,69	84	
	162	N_{ROH} für Bodengruppe 3	N_{min} (QS3)	-93,03; 1,00	1,00	1,00	1,00	-93,03	-88,89	4,14	-4,45	21	

Kreuzvalidierung zu N _{MIN}														
Berechnungsreihe	Berechnungs Nr	Diagramm	Kurve	Neuermittlung von N _{RES} aus Diagrammen, die ohne Berechnung j aufgestellt wurden - durch lineare Interpolation						Ergebnis FE-Berechnung	absoluter Fehler	relativer Fehler bzgl. N _{neu}	Rang - aufsteigend	Plottingposition nach Weibull
				N _{neu,neu}	f _{r,neu}	f _{ES,neu}	f _{Ea,neu} *	N _{neu} [kN/m]	N _i [kN/m]					
Berechnung f _r	127	N _i für Boden 1	f _r (N _{MIN})	-205,10	0,93	1,00	1,00	-190,74	-190,90	-0,16	0,08	48	P _r =i/(1+n) [-] für n=101	
	128	N _i für Boden 1	f _r (N _{MIN})	-205,10	1,04	1,00	1,00	-213,30	-215,90	-2,60	1,22	61		
	129	N _i für Boden 2	f _r (N _{MIN})	-205,10	1,06	1,00	1,00	-217,41	-225,00	-7,59	3,49	79		
	123	N _i für Boden 2	f _r (N _{MIN})	-165,80	0,97	1,00	1,00	-160,83	-159,10	1,73	-1,07	38		
	124	N _i für Boden 2	f _r (N _{MIN})	-165,80	1,01	1,00	1,00	-168,46	-168,18	-0,27	0,43	52		
	125	N _i für Boden 2	f _r (N _{MIN})	-165,80	1,06	1,00	1,00	-175,75	-174,00	1,75	1,73	94		
	126	N _i für Boden 3	f _r (N _{MIN})	-165,80	1,06	1,00	1,00	-175,75	-181,80	-6,05	3,44	78		
	119	N _i für Boden 3	f _r (N _{MIN})	-157,60	0,97	1,00	1,00	-152,87	-152,27	0,60	-0,39	45		
	120	N _i für Boden 3	f _r (N _{MIN})	-157,60	1,02	1,00	1,00	-160,75	-159,09	1,66	1,03	39		
	121	N _i für Boden 3	f _r (N _{MIN})	-157,60	1,02	1,00	1,00	-160,75	-161,36	-0,61	0,38	51		
	122	N _i für Boden 3	f _r (N _{MIN})	-157,60	1,05	1,00	1,00	-165,48	-165,91	-0,43	0,26	49		
	134	N _{ES} für Boden 1	f _r (N _{MIN})	-205,10	1,00	0,82	1,00	-168,18	-184,00	-15,91	9,46	99		
	135	N _{ES} für Boden 1	f _r (N _{MIN})	-205,10	1,00	0,94	1,00	-192,79	-198,64	-4,16	-2,16	30		
	136	N _{ES} für Boden 2	f _r (N _{MIN})	-205,10	1,00	1,11	1,00	-227,66	-229,00	-2,66	-1,17	37		
137	N _{ES} für Boden 2	f _r (N _{MIN})	-165,80	1,00	0,78	1,00	-129,32	-102,27	27,05	-20,92	1			
138	N _{ES} für Boden 2	f _r (N _{MIN})	-165,80	1,00	0,84	1,00	-139,27	-150,00	-10,73	7,70	94			
139	N _{ES} für Boden 2	f _r (N _{MIN})	-165,80	1,00	1,07	1,00	-177,41	-177,27	0,13	-0,08	46			
140	N _{ES} für Boden 2	f _r (N _{MIN})	-165,80	1,00	1,13	1,00	-187,35	-186,36	0,99	-0,53	44			
130	N _{ES} für Boden 3	f _r (N _{MIN})	-157,60	1,00	0,65	1,00	-102,44	-88,64	13,80	-13,47	7			
131	N _{ES} für Boden 3	f _r (N _{MIN})	-157,60	1,00	0,72	1,00	-113,47	-120,45	-6,98	6,15	92			
132	N _{ES} für Boden 3	f _r (N _{MIN})	-157,60	1,00	0,91	1,00	-143,42	-140,91	2,51	-1,75	33			
133	N _{ES} für Boden 3	f _r (N _{MIN})	-157,60	1,00	1,22	1,00	-192,27	-190,91	1,36	-0,71	42			
Berechnung f _{ES}	118	N _{EI} für Boden 1	f _{ES} (N _{MIN})	-205,10	1,00	1,00	0,80	-164,08	-150,00	14,08	-8,58	8		
	113	N _{EI} für Boden 1	f _{ES} (N _{MIN})	-205,10	1,00	1,00	0,80	-164,08	-159,55	15,47	-9,43	99		
	115	N _{EI} für Boden 1	f _{ES} (N _{MIN})	-205,10	1,00	1,00	1,03	-211,25	-220,45	-9,20	4,36	89		
	116	N _{EI} für Boden 1	f _{ES} (N _{MIN})	-205,10	1,00	1,00	1,05	-215,36	-222,53	-7,37	3,42	77		
	117	N _{EI} für Boden 1	f _{ES} (N _{MIN})	-205,10	1,00	1,00	1,10	-225,61	-227,30	-1,69	0,75	56		
	112	N _{EI} für Boden 2	f _{ES} (N _{MIN})	-165,80	1,00	1,00	0,61	-101,14	-86,36	14,77	-14,61	5		
	107	N _{EI} für Boden 2	f _{ES} (N _{MIN})	-165,80	1,00	1,00	0,68	-112,74	-122,73	-9,98	8,85	96		
	109	N _{EI} für Boden 2	f _{ES} (N _{MIN})	-165,80	1,00	1,00	1,08	-179,06	-181,82	-2,75	1,54	65		
	110	N _{EI} für Boden 2	f _{ES} (N _{MIN})	-165,80	1,00	1,00	1,11	-184,04	-184,09	0,05	0,03	47		
	111	N _{EI} für Boden 2	f _{ES} (N _{MIN})	-165,80	1,00	1,00	1,15	-190,67	-193,18	-2,51	1,32	62		
	101	N _{EI} für Boden 3	f _{ES} (N _{MIN})	-157,60	1,00	1,00	0,53	-83,53	-70,45	13,07	-15,65	4		
	102	N _{EI} für Boden 3	f _{ES} (N _{MIN})	-157,60	1,00	1,00	0,62	-97,71	-106,82	-9,11	9,32	97		
	104	N _{EI} für Boden 3	f _{ES} (N _{MIN})	-157,60	1,00	1,00	1,11	-174,94	-177,27	-2,34	1,34	63		
	105	N _{EI} für Boden 3	f _{ES} (N _{MIN})	-157,60	1,00	1,00	1,15	-181,24	-181,82	-0,58	0,32	50		
106	N _{EI} für Boden 3	f _{ES} (N _{MIN})	-157,60	1,00	1,00	1,22	-192,27	-193,19	-0,92	0,48	53			
zus. Testberechnungen	208			-162,00	1,06	1,13	1,00	-194,04	-190,90	3,14	-1,62	35		
	209			-185,00	1,03	1,06	1,00	-201,98	-195,20	6,78	-4,35	22		
	230			-185,00	1,03	1,06	1,12	-226,22	-195,20	31,02	-14,60	6		
	231			-185,00	1,03	1,06	1,14	-230,26	-195,20	35,06	-16,10	3		
	232			-185,00	1,03	1,06	1,20	-242,38	-195,20	49,18	-20,29	2		
	210			-125,50	1,06	1,13	1,00	-151,52	-150,00	1,52	1,00	40		
	227			-125,50	1,06	1,13	1,12	-169,70	-157,40	12,30	-7,25	14		
	228			-125,50	1,06	1,13	1,14	-172,73	-159,30	13,43	-7,78	10		
	229			-125,50	1,06	1,13	1,20	-181,83	-168,50	13,33	-7,33	13		
	211			-145,00	1,03	1,06	1,00	-161,59	-155,60	5,99	-3,70	23		

gesucht: i für 95% Quantil -> P=0,95=f_{ES,neu}/(1+n) -> 0,95*(n+1)=0,95*102=96,9 -> 97
 einzusetzender Modellsicherheitsbeiwert γ_{Modell} =1+ γ (f_{ES})=1+0,09=1,09 -> γ_{Modell} =1,1

Anlage 5: Eingabedatei zu Prognosemodell 2

Nachfolgend sind zwei Eingabedatei zur Berechnung des elastisch gebetteten Trägers Modell 2.1-2.3 und Modell 2.1a-2.3a für die Nachrechnung eines FE-Berechnungslaufes (Ber. Nr. 103) wiedergegeben.

Die Datei wurde mit dem Programm SOFiSTiK Version 94.11 erstellt. Die verwendeten Programmmodule sind

- prog aqua; zur Definition von Material und Querschnitten;
- prog genf; zur Generierung des Systems;
- prog ase; zur Berechnung der Lastfälle;
- prog aqb; zur nachfolgenden Spannungsermittlung der berechneten Stäbe;

Elastisch gebetteter Träger für Modell 2.1-2.3

Nachrechnung von FE-Berechnung 103

```

$
$ Nachrechnung Berechnung 103
$ Boden 3 QS2 hü=23m, dn 88
$
-----

#define L_ABS=1 $ Abschlagslänge
#define L_rohr=11.5 $ Gesamtlänge Rohr
#define k=77000/5.8*0.14$ Federsteifigkeit Gebirge 3 Es/R*a'(Rohre)
#define p=4.2
#define kopf=dn 88 Boden 3 QS2 hü=23m B-NR 103
prog aqua urs:16
kopf $(kopf)
norm din 18800
stah 235 s 235
stah 500 bst 500
$qk nr 1 ra 0.07 ri 0.06 mnr 235 bez 'Rohrschirmrohr dn 140'
$qk nr 1 ra 0.016 ri 0.011 mnr 500 bez 'IBO/ SN Spieß dn 32'
$qk nr 1 ra 0.08 ri 0.07 mnr 235 bez 'Rohrschirmrohr dn 160'
qk nr 1 ra 0.044 ri 0.034 mnr 235 bez 'Rohrschirmrohr dn 88'
$qk nr 1 ra 0.03 ri 0.02515 mnr 235 bez 'roherschirm dn 60'
echo pict voll
echo quer voll
ende

+prog aqup urs:17
kopf $(kopf)
quer 1 bild
quer 1 schn
ende

+prog sofimshb urs:18
kopf $(kopf)
syst rahm gdiv 1000
steu mesh 1
steu hmin 0.25
gpt 1 0 0 fix px $ Beginn RS-Rohr
gpt 2 $(L_ABS) 0 $ ende erster Abschlag
gpt 3 $(L_ABS)*2 0 $ ende zweiter Abschlag
gpt 4 $(L_ABS)*3 0 $ ende dritter Abschlag

```

```
gpt 5 $(L_ABS)*4 0 $ ende dritter Abschlag
gpt 6 $(L_ABS)*5 0 $ ende vierter Abschlag
gpt 7 $(L_ABS)*6 0 $ ende fünfter Abschlag
gpt 8 $(L_ABS)*7 0 $ ende sechster Abschlag
gpt 9 $(L_ABS)*8 0 $ ende siebter Abschlag
gpt 10 $(L_ABS)*9 0 $ ende achter Abschlag
gpt 11 $(L_rohr) $ $(L_ABS)*9+$ (L_Keil) 0 $ Ende geringer Bettung hinter OB
$gpt 12 $(L_rohr) $ Ende Rohr
gln (1 10 1) (1 1) (2 1) grp 1 qnr 1
ende
```

```
+prog sofimsha urs:19
kopf $(kopf)
syst rest
grup 11
fede fit ka 1 ke 2 dy 1 cp $(k)
grup 12
fede fit ka 2 ke 3 dy 1 cp $(k)
grup 13
fede fit ka 3 ke 4 dy 1 cp $(k)
grup 14
fede fit ka 4 ke 5 dy 1 cp $(k)
grup 15
fede fit ka 5 ke 6 dy 1 cp $(k)
grup 16
fede fit ka 6 ke 7 dy 1 cp $(k)
grup 17
fede fit ka 7 ke 8 dy 1 cp $(k)
grup 18
fede fit ka 8 ke 9 dy 1 cp $(k)
grup 19
fede fit ka 9 ke 10 dy 1 cp $(k)
grup 20
fede fit ka 10 ke 11 dy 1 cp $(k)
grup 31
fede fit ka 1 ke 2 dy 1 cp $(k)
grup 32
fede fit ka 2 ke 3 dy 1 cp $(k)
grup 33
fede fit ka 3 ke 4 dy 1 cp $(k)
grup 34
fede fit ka 4 ke 5 dy 1 cp $(k)
grup 35
fede fit ka 5 ke 6 dy 1 cp $(k)
grup 36
fede fit ka 6 ke 7 dy 1 cp $(k)
grup 37
fede fit ka 7 ke 8 dy 1 cp $(k)
grup 38
fede fit ka 8 ke 9 dy 1 cp $(k)
grup 39
fede fit ka 9 ke 10 dy 1 cp $(k)
ende
```

```

+prog sofiload urs:20
kopf $(kopf)
lf 103
line ref bgrp typ pyy p1 0 x1 1.5 x2 2.5 p2 $(p) x3 3.5 p3 0
ende

+prog ase urs:45
kopf $(kopf)
syst prob line
lf 3 egy 1
lc 103 fakt 1
grup 1 wert line$ plf 2
grup (15 20 1) wert line faks 1
grup 14 wert line faks 1
grup 11,12,13 wert nein
grup 31 wert line faks 1
grup 32 wert line faks 1
grup (33 39 1) wert nein
ende

+prog aqb urs:22
kopf '$(kopf)
span smod a styp f
lf 3
ende

```

Elastisch gebetteter Träger für Modell 2.1a-2.3a

Nachrechnung von FE-Berechnung 103

```

$ _____
$ Nachrechnung Berechnung 103
$ Boden 3 QS2 hü=23m, dn 88
$ _____

#define L_ABS=1 $ Abschlagslänge
#define L_rohr=11.5 $ Gesamtlänge Rohr
#define k=77000/5.8*0.14$ Federsteifigkeit Gebirge 3 Es/R*a'(Rohre)
#define p=4.2
#define kopf=dn 88 Boden 3 QS2 hü=23m B-NR 103
prog aqua urs:16
kopf $(kopf)
norm din 18800
stah 235 s 235
stah 500 bst 500
$qk nr 1 ra 0.07 ri 0.06 mnr 235 bez 'Rohrschirmrohr dn 140'
$qk nr 1 ra 0.016 ri 0.011 mnr 500 bez 'IBO/ SN Spieß dn 32'
$qk nr 1 ra 0.08 ri 0.07 mnr 235 bez 'Rohrschirmrohr dn 160'
qk nr 1 ra 0.044 ri 0.034 mnr 235 bez 'Rohrschirmrohr dn 88'
$qk nr 1 ra 0.03 ri 0.02515 mnr 235 bez 'roherschirm dn 60'
echo pict voll
echo quer voll
ende

```

```
+prog aqup urs:17
kopf $(kopf)
quer 1 bild
quer 1 schn
ende
```

```
+prog sofimshb urs:18
kopf $(kopf)
syst rahm gdiv 1000
steu mesh 1
steu hmin 0.25
gpt 1 0 0 fix px $ Beginn RS-Rohr
gpt 2 $(L_ABS) 0 $ ende erster Abschlag
gpt 3 $(L_ABS)*2 0 $ ende zweiter Abschlag
gpt 4 $(L_ABS)*3 0 $ ende dritter Abschlag
gpt 5 $(L_ABS)*4 0 $ ende dritter Abschlag
gpt 6 $(L_ABS)*5 0 $ ende vierter Abschlag
gpt 7 $(L_ABS)*6 0 $ ende fünfter Abschlag
gpt 8 $(L_ABS)*7 0 $ ende sechster Abschlag
gpt 9 $(L_ABS)*8 0 $ ende siebter Abschlag
gpt 10 $(L_ABS)*9 0 $ ende achter Abschlag
gpt 11 $(L_rohr) $ $(L_ABS)*9+$ (L_Keil) 0 $ Ende geringer Bettung hinter OB
$gpt 12 $(L_rohr) $ Ende Rohr
gln (1 10 1) (1 1) (2 1) grp 1 qnr 1
ende
```

```
+prog sofimsha urs:19
kopf $(kopf)
syst rest
grup 11
fede fit ka 1 ke 2 dy 1 cp $(k)
grup 12
fede fit ka 2 ke 3 dy 1 cp $(k)
grup 13
fede fit ka 3 ke 4 dy 1 cp $(k)
grup 14
fede fit ka 4 ke 5 dy 1 cp $(k)
grup 15
fede fit ka 5 ke 6 dy 1 cp $(k)
grup 16
fede fit ka 6 ke 7 dy 1 cp $(k)
grup 17
fede fit ka 7 ke 8 dy 1 cp $(k)
grup 18
fede fit ka 8 ke 9 dy 1 cp $(k)
grup 19
fede fit ka 9 ke 10 dy 1 cp $(k)
grup 20
fede fit ka 10 ke 11 dy 1 cp $(k)
grup 31
fede fit ka 1 ke 2 dy 1 cp $(k)
grup 32
fede fit ka 2 ke 3 dy 1 cp $(k)
grup 33
fede fit ka 3 ke 4 dy 1 cp $(k)
```

```
grup 34
fede fit ka 4 ke 5 dy 1 cp $(k)
grup 35
fede fit ka 5 ke 6 dy 1 cp $(k)
grup 36
fede fit ka 6 ke 7 dy 1 cp $(k)
grup 37
fede fit ka 7 ke 8 dy 1 cp $(k)
grup 38
fede fit ka 8 ke 9 dy 1 cp $(k)
grup 39
fede fit ka 9 ke 10 dy 1 cp $(k)
ende
```

```
+prog sofiload urs:20
kopf $(kopf)
lf 103
line ref bgrp typ pyy p1 0 x1 1.5 x2 2.5 p2 $(p) x3 3.5 p3 0
ende
```

```
+prog ase urs:13
kopf $(kopf)
syst prob line
lf 3 egy 1
lc 103 fakt 1
grup 1 wert line$ plf 2
grup (15 20 1) wert line faks 1
grup 14 wert line faks 0.3
grup 11,12,13 wert nein
```

```
grup 31 wert line faks 1
grup 32 wert line faks 0.3
grup (33 39 1) wert nein
ende
```

```
+prog aqb urs:22
kopf ' $(kopf)
span smod a styp f
lf 3
ende
```


Anlage 6: Auflastermittlung für Prognosemodell 2

Nachfolgend werden die Daten in Tabellenform dargestellt, welche zur Erstellung der Diagramme zur Lastermittlung (Abb. 13 - 18 Anlage 10) benötigt werden. Mit den Diagrammen kann die maximale Lastordinate des Prognosemodells 2 abgeschätzt werden. Wegen der schlechten Datenqualität werden zum Teil Interpolationsfunktionen verwendet (vgl. Kapitel 6 bzw. Anlage 10).

Daten für den Rohwert der max. Lastordinate $p_{v,max,ROH}$												
Berechnungs-Nr.	Berechnungsparameter						QS NR	Auflast	Stützdruck	Differenzlast	Maximallast pro Rohr	Interpolation Maximallast verwendet: $p_{v,max}$ - linear interpoliert [kN/m]
	φ [°]	E_s [MN/m ²]	γ [kN/m ³]	h_0 [m]	d_v [mm]	Boden- gruppe		$\sigma_{zz}(393180)$ [MN/m ²]	$\sigma_{zz}(393181)$ [MN/m ²]	$\sigma_{zz}(393180) - \sigma_{zz}(393181)$ (-1) [kN/m ²]	$p_{v,max} = (\sigma_{zz}(393180) - \sigma_{zz}(393181)) * (-1) * a'(l)$ [kN/m]	
164	25	15	19	17,30	88	Boden 1	1	-0,1	-0,03	70	7,4	7,8
165	25	15	19	14,03	88	Boden 1	1	-0,09	-0,02	70	7,4	6,9
166	25	15	19	10,80	88	Boden 1	1	-0,08	-0,02	60	6,3	6,0
167	25	15	19	8,33	88	Boden 1	1	-0,06	-0,01	50	5,3	5,3
168	25	15	19	5,90	88	Boden 1	1	-0,05	-0,01	40	4,2	4,6
169	25	15	19	4,35	88	Boden 1	1	-0,05	-0,01	40	4,2	4,1
114	25	15	19	23,00	88	Boden 1	2	-0,1	-0,05	50	7,0	6,4
146	25	15	19	18,74	88	Boden 1	2	-0,08	-0,04	40	5,6	5,7
147	25	15	19	14,44	88	Boden 1	2	-0,07	-0,04	30	4,2	5,0
148	25	15	19	11,14	88	Boden 1	2	-0,06	-0,03	30	4,2	4,5
149	25	15	19	7,80	88	Boden 1	2	-0,05	-0,02	30	4,2	4,0
150	25	15	19	5,80	88	Boden 1	2	-0,05	-0,02	30	4,2	3,7
170	25	15	19	28,75	88	Boden 1	3	-0,1	-0,06	40	6,9	6,2
171	25	15	19	23,40	88	Boden 1	3	-0,08	-0,05	30	5,2	5,8
172	25	15	19	18,10	88	Boden 1	3	-0,07	-0,04	30	5,2	5,5
173	25	15	19	13,90	88	Boden 1	3	-0,06	-0,03	30	5,2	5,3
174	25	15	19	9,75	88	Boden 1	3	-0,05	-0,02	30	5,2	5,0
175	25	15	19	7,30	88	Boden 1	3	-0,05	-0,02	30	5,2	4,9
181	30	47	19	17,30	88	Boden 2	1	-0,07	-0,03	40	4,2	4,0
182	30	47	19	14,03	88	Boden 2	1	-0,06	-0,03	30	3,2	3,4
183	30	47	19	10,80	88	Boden 2	1	-0,05	-0,02	30	3,2	2,9
184	30	47	19	8,33	88	Boden 2	1	-0,04	-0,02	20	2,1	2,5
185	30	47	19	5,90	88	Boden 2	1	-0,04	-0,02	20	2,1	2,1
186	30	47	19	4,35	88	Boden 2	1	-0,03	-0,01	20	2,1	1,9
108	30	47	19	23,00	88	Boden 2	2	-0,08	-0,06	20	2,8	3,2
176	30	47	19	18,74	88	Boden 2	2	-0,07	-0,05	20	2,8	2,8
177	30	47	19	14,44	88	Boden 2	2	-0,06	-0,04	20	2,8	2,4
178	30	47	19	11,14	88	Boden 2	2	-0,05	-0,03	20	2,8	2,1
179	30	47	19	7,80	88	Boden 2	2	-0,04	-0,03	10	1,4	1,8
180	30	47	19	5,80	88	Boden 2	2	-0,04	-0,03	10	1,4	1,7
187	30	47	19	28,75	88	Boden 2	3	-0,08	-0,06	20	3,4	3,8
188	30	47	19	23,40	88	Boden 2	3	-0,07	-0,05	20	3,4	3,3
189	30	47	19	18,10	88	Boden 2	3	-0,06	-0,04	20	3,4	2,7
190	30	47	19	13,90	88	Boden 2	3	-0,05	-0,04	10	1,7	2,2
191	30	47	19	9,75	88	Boden 2	3	-0,04	-0,03	10	1,7	1,8
151	35	77	19	17,30	88	Boden 3	1	-0,05	-0,02	30	3,2	3,2
152	35	77	19	14,03	88	Boden 3	1	-0,05	-0,02	30	3,2	2,9
153	35	77	19	10,80	88	Boden 3	1	-0,04	-0,02	20	2,1	2,6
155	35	77	19	5,90	88	Boden 3	1	-0,03	-0,01	20	2,1	2,1
156	35	77	19	4,35	88	Boden 3	1	-0,03	-0,01	20	2,1	2,0
103	35	77	19	23,00	88	Boden 3	2	-0,08	-0,05	30	4,2	4,2
141	35	77	19	18,74	88	Boden 3	2	-0,07	-0,04	30	4,2	3,8
142	35	77	19	14,44	88	Boden 3	2	-0,06	-0,04	20	2,8	3,4
143	35	77	19	11,14	88	Boden 3	2	-0,05	-0,03	20	2,8	3,0
144	35	77	19	7,80	88	Boden 3	2	-0,04	-0,02	20	2,8	2,7
145	35	77	19	5,80	88	Boden 3	2	-0,04	-0,02	20	2,8	2,5
157	35	77	19	28,75	88	Boden 3	3	-0,1	-0,06	40	6,9	7,5
158	35	77	19	23,40	88	Boden 3	3	-0,09	-0,05	40	6,9	6,2
159	35	77	19	18,10	88	Boden 3	3	-0,07	-0,04	30	5,2	4,9
160	35	77	19	13,90	88	Boden 3	3	-0,06	-0,04	20	3,4	3,9
161	35	77	19	9,75	88	Boden 3	3	-0,05	-0,03	20	3,4	2,8
162	35	77	19	7,30	88	Boden 3	3	-0,04	-0,03	10	1,7	2,3

Die Einflußbreiten des Rohrschirmrohres werden in Abhängigkeit der für QS 2 ermittelten Einflußbreite $a'=0,14m$ und dem jeweiligen Rohrabstand des Querschnittes zu $a'(QS_i)=a'(QS2)*e(Qsi)/e(QS2)$ berechnet
 $a'(QS1)= 0,105 m$
 $a'(QS2)= 0,140 m$
 $a'(QS3)= 0,172 m$

Daten für Einflussfaktor f_y

Berechnungs NR.	Berechnungsparameter				Auflast	Stützdruck	Differenzlast	Maximallast pro Rohr	dimensionsloser Beiwert aus Vergleich Maximallast	verwendet: dimensionsloser Beiwert		
	φ [°]	Boden- gruppe	E_s [MN/m ²]	γ [kN/m ³]							h_0 [m]	d_n [mm]
127	25	17	23	88	2	-0,09	-0,05	40	5,6	0,80	0,83	
114	25	19	23	88	2	-0,1	-0,05	50	7	1,00	0,94	
128	25	20	23	88	2	-0,1	-0,05	50	7	1,00	0,99	
129	25	15	23	88	2	-0,1	-0,05	50	7	1,00	1,04	
108	30	47	19	23	88	2	-0,08	-0,06	20	2,8	1,00	0,98
124	30	47	20	23	88	2	-0,08	-0,06	20	2,8	1,00	1,04
125	30	47	21	23	88	2	-0,08	-0,06	20	2,8	1,00	1,09
126	30	47	22	23	88	2	-0,08	-0,06	20	2,8	1,00	1,15
119	35	77	18	23	88	2	-0,08	-0,05	30	4,2	1,00	0,96
103	35	77	19	23	88	2	-0,08	-0,05	30	4,2	1,00	1,04
120	35	77	20	23	88	2	-0,08	-0,05	30	4,2	1,00	1,12
121	35	77	21	23	88	2	-0,09	-0,05	40	5,6	1,33	1,20
122	35	77	23	23	88	2	-0,09	-0,05	40	5,6	1,33	1,36

Daten für Einflussfaktor f_{Es}

Berechnungs NR.	Berechnungsparameter				Auflast	Stützdruck	Differenzlast	Maximallast pro Rohr	Auswertung: Faktorbildung als dimensionsloser Beiwert	Faktoren aus Interpolation		
	φ [°]	Boden- gruppe	E_s [MN/m ²]	γ [kN/m ³]							h_0 [m]	d_n [mm]
134	25	30	19	23	88	2	-0,08	-0,06	20	2,8	0,40	0,45
135	25	22	19	23	88	2	-0,09	-0,06	30	4,2	0,60	0,59
114	25	55	19	23	88	2	-0,1	-0,05	50	7	1,00	0,81
136	25	7	19	23	88	2	-0,12	-0,05	70	9,8	1,40	1,55
137	30	80	19	23	88	2	-0,07	-0,06	10	1,4	0,50	0,57
138	30	62	19	23	88	2	-0,08	-0,06	20	2,8	1,00	0,81
108	30	47	19	23	88	2	-0,08	-0,06	20	2,8	1,00	1,20
139	30	38	19	23	88	2	-0,09	-0,05	40	5,6	2,00	1,61
140	30	30	19	23	88	2	-0,09	-0,05	40	5,6	2,00	2,25
130	35	150	19	23	88	2	-0,07	-0,05	20	2,8	0,67	0,57
131	35	125	19	23	88	2	-0,07	-0,05	20	2,8	0,67	0,66
132	35	95	19	23	88	2	-0,07	-0,05	20	2,8	0,67	0,85
103	35	77	19	23	88	2	-0,08	-0,05	30	4,2	1,00	1,02
133	35	40	19	23	88	2	-0,11	-0,05	60	8,4	2,00	1,82

Daten für Einflussfaktor f_{EI}										
Rechenungs- ID	Berechnungsparameter					Maximale Lastordinate: Auflast- Stützdruck mal Einflussbreite				Auswertung: Faktorbildung als Dimensionsloser Beiwert
	EI/a [MNm ² /m]	E_s [MN/m ²]	γ [kN/m ³]	h_b [m]	d_N [mm]	Bodengruppe	QS NR	$p_{v,max} = (\sigma_{zz}(393180) - \sigma_{zz}(393181)) \cdot (-1)^a \cdot i$ [kN/m]	$f_{EI,max}(i) = p_{v,max}(i) / p_{v,max}(d_N, 88)$	
118	0,001192372	15	19	23	16	Boden 1	2	1,40	0,20	
113	0,153656386	15	19	23	60	Boden 1	2	1,40	0,20	
114	0,904046122	15	19	23	88	Boden 1	2	7,00	1,00	
115	4,142082814	15	19	23	140	Boden 1	2	14,00	2,00	
116	6,353692642	15	19	23	160	Boden 1	2	18,20	2,60	
117	17,17436777	15	19	23	219,1	Boden 1	2	30,80	4,40	
112	0,001192372	47	19	23	16	Boden 2	2	1,40	0,50	
107	0,153656386	47	19	23	60	Boden 2	2	0,00	0,00	
108	0,904046122	47	19	23	88	Boden 2	2	2,80	1,00	
109	4,142082814	47	19	23	140	Boden 2	2	9,80	3,50	
110	6,353692642	47	19	23	160	Boden 2	2	14,00	5,00	
111	17,17436777	47	19	23	219,1	Boden 2	2	22,40	8,00	
101	0,001192372	77	19	23	16	Boden 3	2	0,00	0,00	
102	0,153656386	77	19	23	60	Boden 3	2	1,40	0,33	
103	0,904046122	77	19	23	88	Boden 3	2	4,20	1,00	
104	4,142082814	77	19	23	140	Boden 3	2	12,60	3,00	
105	6,353692642	77	19	23	160	Boden 3	2	16,80	4,00	
106	17,17436777	77	19	23	219,1	Boden 3	2	26,60	6,33	

Anlage 7: Crossvalidation-Test zu Prognosemodell 2

Nachfolgend sind die Daten für den Crossvalidation-Test des Prognosemodells 2 aufgeführt. Es werden 3 Varianten des Prognosemodells untersucht: Modell 2.1-2.3, Modell 2.1a-2.3a und Modell 2.1b-2.3b. Die Modelle werden in Kapitel 6 erklärt. Ebenso finden sich dort die Formeln zur Ermittlung der Unterschreitenswahrscheinlichkeit.

Kreuzvalidierung zu Modell 2.1-2.3

Kreuzvalidierung zu Modell 2.1-2.3							
Berechnungsreihe	Berechnungs NR	Ergebnis Berechnung elgebetter Träger	Ergebnis FE-Berechnung	absoluter Fehler	relativer Fehler bzgl. $M_{j,neu}$	Rang - aufsteigend $i_j [-]$	Plottingposition nach Weibul $P_j=i_j/(1+n) [-]$ für $n=84$
		$M_{j,neu}$ [kNm]	M_j LF18 [kNm]	$e_j=M_j-M_{j,neu}$ [kNm]	$r_j=e_j/M_{j,neu}$ [%]		
Berechnungen zu MROH	169	2,34	1,50	-0,84	-35,90	1	0,01
	168	2,61	1,80	-0,81	-31,03	2	0,02
	167	3,00	2,10	-0,90	-30,00	3	0,04
	166	3,39	2,50	-0,89	-26,25	4	0,05
	165	3,88	3,00	-0,88	-22,68	5	0,06
	164	4,36	3,40	-0,96	-22,02	6	0,07
	114	3,94	4,70	0,76	19,29	20	0,24
	146	3,22	4,10	0,88	27,33	33	0,39
	147	2,83	3,50	0,67	23,67	26	0,31
	148	2,56	3,00	0,44	17,19	18	0,21
	149	2,28	2,50	0,22	9,65	15	0,18
	150	2,12	2,20	0,08	3,77	11	0,13
	170	3,51	5,10	1,59	45,30	46	0,54
	171	3,29	4,70	1,41	42,86	44	0,52
	172	3,12	4,10	0,98	31,41	37	0,44
	173	3,01	3,60	0,59	19,60	21	0,25
	174	2,85	3,00	0,15	5,26	12	0,14
	175	2,80	2,60	-0,20	-7,14	8	0,09
	181	1,28	1,60	0,32	25,00	30	0,35
	182	1,09	1,40	0,31	28,44	35	0,41
	183	0,94	1,20	0,26	27,66	34	0,40
	184	0,82	1,00	0,18	21,95	23	0,27
	185	0,70	0,90	0,20	28,57	36	0,42
	186	0,64	0,80	0,16	25,00	30	0,35
	108	0,91	2,30	1,39	152,75	81	0,95
	176	0,91	2,00	1,09	119,78	73	0,86
	177	0,79	1,70	0,91	115,19	71	0,84
	178	0,70	1,40	0,70	100,00	67	0,79
	179	0,61	1,20	0,59	96,72	66	0,78
	180	0,57	1,00	0,43	75,44	63	0,74
	187	1,22	2,50	1,28	104,92	69	0,81
	188	1,07	2,20	1,13	105,61	70	0,82
	189	0,88	1,90	1,02	115,91	72	0,85
	190	0,73	1,70	0,97	132,88	75	0,88
	191	0,61	1,40	0,79	129,51	74	0,87
	151	0,78	1,20	0,42	53,85	50	0,59
	152	0,71	1,10	0,39	54,93	52	0,61
	153	0,64	0,90	0,26	40,63	42	0,49
	155	0,53	0,70	0,17	32,08	38	0,45
	156	0,51	0,60	0,09	17,65	19	0,22
	103	1,00	1,80	0,80	80,00	64	0,75
	141	0,92	1,60	0,68	73,91	60	0,71
142	0,83	1,40	0,57	68,67	55	0,65	
143	0,74	1,20	0,46	62,16	54	0,64	
144	0,67	1,00	0,33	49,25	49	0,58	
145	0,62	0,90	0,28	45,16	45	0,53	
157	1,77	2,20	0,43	24,29	28	0,33	
158	1,47	2,00	0,53	36,05	41	0,48	
159	1,17	1,70	0,53	45,30	46	0,54	
160	0,94	1,40	0,46	48,94	48	0,56	
161	0,69	1,20	0,51	73,91	60	0,71	
162	0,58	1,00	0,42	72,41	59	0,69	

Kreuzvalidierung zu Modell 2.1-2.3							
Berechnungsreihe	Berechnungs NR	Ergebnis Berechnung eingebetter Trager	Ergebnis FE-Berechnung	absoluter Fehler	relativer Fehler bzgl. $M_{j,neu}$	Rang - aufsteigend	Plottingposition nach Weibull
		$M_{j,neu}$ [kNm]	M_j LF18 [kNm]	$e_j = M_j - M_{j,neu}$ [kNm]	$r_j = e_j / M_{j,neu}$ [%]	i_j [-]	$P_j = i_j / (1+n)$ [-] für $n=84$
Berechnungen zu f_y	127	3,28	4,40	1,12	34,15	39	0,46
	128	3,90	4,90	1,00	25,64	32	0,38
	129	4,09	5,00	0,91	22,25	25	0,29
	124	0,94	2,30	1,36	144,68	80	0,94
	125	0,99	2,40	1,41	142,42	79	0,93
	126	1,04	2,50	1,46	140,38	78	0,92
	119	0,97	1,70	0,73	75,26	62	0,73
	120	1,12	1,90	0,78	69,64	57	0,67
	121	1,20	1,90	0,70	58,33	53	0,62
	122	1,36	2,10	0,74	54,41	51	0,60
Berechnungen zu f_{Es}	134	1,40	2,80	1,40	100,00	67	0,79
	135	2,04	3,50	1,46	71,57	58	0,68
	136	7,90	8,10	0,20	2,53	9	0,11
	137	0,46	1,60	1,14	247,83	84	0,99
	138	0,68	1,90	1,22	179,41	82	0,96
	139	1,54	2,60	1,06	68,83	56	0,66
	140	2,30	3,10	0,80	34,78	40	0,47
	130	0,50	1,20	0,70	140,00	77	0,91
	131	0,60	1,40	0,80	133,33	76	0,89
	132	0,82	1,60	0,78	95,12	65	0,76
133	2,17	2,70	0,53	24,42	29	0,34	
Berechnungen zu f_{EI}	118	0,22	0,20	-0,02	-9,09	7	0,08
	113	0,42	1,30	0,88	209,52	83	0,98
	115	12,60	14,70	2,10	16,67	17	0,20
	116	16,40	20,00	3,60	21,95	24	0,28
	117	37,30	39,50	2,20	5,90	13	0,15
	109	5,04	7,10	2,06	40,87	43	0,51
	110	8,06	9,70	1,64	20,35	22	0,26
	111	16,10	20,00	3,90	24,22	27	0,32
	104	4,58	4,90	0,32	6,99	14	0,16
	105	6,80	7,00	0,20	2,94	10	0,12
106	13,2	15,00	1,80	13,64	16	0,19	
nicht gewertet	112	0,01	0,10	0,10	1900,00		
	107	0,01	0,80	0,59	4185,71		
	101	0,00	0,10	0,10	2400,00		
	102	0,02	0,70	0,68	3233,33		

gesucht: i für 95% Quantil $\rightarrow P=0,95=i_{95\%}/(1+n) \rightarrow i_{95\%}=0,95*(n+1)=0,95*85=80,8 \rightarrow 81$
 einzuhaltender Modellsicherheitsbeiwert $\gamma_{Modell}=1+r(i_{95\%})=1+1,53=2,53 \rightarrow \gamma_{Modell}=2,6$

Kreuzvalidierung zu Modell 2.1a-2.3a

Kreuzvalidierung zu Modell 2.1a-2.3a							
Berechnungsreihe	Berechnungs NR	Ergebnis Berechnung elastisch gebetter Trager	Ergebnis FE-Berechnung	absoluter Fehler	relativer Fehler bzgl. $M_{i,neu}$	Rang - aufsteigend	Plottingposition nach Weibull
		$M_{i,neu}$ [kNm]	M_i LF18 [kNm]	$e_j = M_j - M_{j,neu}$ [kNm]	$r_j = e_j / M_{j,neu}$ [%]	i_j [-]	$P_j = i_j / (1+n)$ [-] für $n=85$
Berechnungen zu MROH	169	3,54	1,50	-2,04	-57,63	1	0,01
	168	3,95	1,80	-2,15	-54,43	2	0,02
	167	4,53	2,10	-2,43	-53,64	3	0,03
	166	5,11	2,50	-2,61	-51,08	4	0,05
	165	5,85	3,00	-2,85	-48,72	5	0,06
	164	6,59	3,40	-3,19	-48,41	6	0,07
	114	3,94	4,70	0,76	19,29	61	0,71
	146	4,86	4,10	-0,76	-15,64	27	0,31
	147	4,28	3,50	-0,78	-18,22	21	0,24
	148	3,87	3,00	-0,87	-22,48	15	0,17
	149	3,46	2,50	-0,96	-27,75	11	0,13
	150	3,21	2,20	-1,01	-31,46	9	0,10
	170	5,29	5,10	-0,19	-3,59	42	0,49
	171	4,96	4,70	-0,26	-5,24	41	0,48
	172	4,71	4,10	-0,61	-12,95	32	0,37
	173	4,55	3,60	-0,95	-20,88	16	0,19
	174	4,30	3,00	-1,30	-30,23	10	0,12
	175	4,21	2,60	-1,61	-38,24	7	0,08
	181	1,95	1,60	-0,35	-17,95	22	0,26
	182	1,68	1,40	-0,28	-16,67	25	0,29
	183	1,45	1,20	-0,25	-17,24	23	0,27
	184	1,26	1,00	-0,26	-20,63	17	0,20
	185	1,08	0,90	-0,18	-16,67	24	0,28
	186	0,99	0,80	-0,19	-19,19	19	0,22
	108	1,40	2,30	0,90	64,29	80	0,93
	176	1,40	2,00	0,60	42,86	73	0,85
	177	1,22	1,70	0,48	39,34	71	0,83
	178	1,08	1,40	0,32	29,63	67	0,78
	179	0,94	1,20	0,26	27,66	66	0,77
	180	0,90	1,00	0,10	11,11	55	0,64
	187	1,87	2,50	0,63	33,69	68	0,79
	188	1,64	2,20	0,56	34,15	69	0,80
	189	1,36	1,90	0,54	39,71	72	0,84
	190	1,13	1,70	0,57	50,44	75	0,87
	191	0,95	1,40	0,45	47,37	74	0,86
	151	1,14	1,20	0,06	5,26	49	0,57
	152	1,04	1,10	0,06	5,77	50	0,58
	153	0,95	0,90	-0,05	-5,26	40	0,47
	155	0,78	0,70	-0,08	-10,26	37	0,43
	156	0,75	0,60	-0,15	-20,00	18	0,21
103	1,47	1,80	0,33	22,45	64	0,74	
141	1,34	1,60	0,26	19,40	62	0,72	
142	1,21	1,40	0,19	15,70	57	0,66	
143	1,08	1,20	0,12	11,11	54	0,63	
144	0,99	1,00	0,01	1,01	47	0,55	
145	0,92	0,90	-0,02	-2,17	44	0,51	
157	2,55	2,20	-0,35	-13,73	30	0,35	
158	2,13	2,00	-0,13	-6,10	39	0,45	
159	1,70	1,70	0,00	0,00	46	0,53	
160	1,38	1,40	0,02	1,45	48	0,56	
161	1,02	1,20	0,18	17,65	59	0,69	
162	0,85	1,00	0,15	17,65	60	0,70	

Kreuzvalidierung zu Modell 2.1a-2.3a							
Berechnungsreihe	Berechnungs NR	Ergebnis Berechnung elastisch gebetter Trager	Ergebnis FE-Berechnung	absoluter Fehler	relativer Fehler bzgl. $M_{i,neu}$	Rang - aufsteigend	Plottingposition nach Weibull
		$M_{i,neu}$ [kNm]	M_i LF18 [kNm]	$e_j = M_j - M_{i,neu}$ [kNm]	$r_j = e_j / M_{i,neu}$ [%]	i_j [-]	$P_j = i_j / (1+n)$ [-] für $n=85$
Berechnungen zu f_y	127	4,95	4,40	-0,55	-11,11	36	0,42
	128	5,88	4,90	-0,98	-16,67	26	0,30
	129	6,16	5,00	-1,16	-18,83	20	0,23
	124	1,45	2,30	0,85	58,62	78	0,91
	125	1,52	2,40	0,88	57,89	77	0,90
	126	1,59	2,50	0,91	57,23	76	0,88
	119	1,41	1,70	0,29	20,57	63	0,73
	120	1,63	1,90	0,27	16,56	58	0,67
	121	1,74	1,90	0,16	9,20	52	0,60
	122	1,96	2,10	0,14	7,14	51	0,59
Berechnungen zu f_{Es}	134	2,22	2,80	0,58	26,13	65	0,76
	135	3,17	3,50	0,33	10,41	53	0,62
	136	11,20	8,10	-3,10	-27,68	12	0,14
	137	0,71	1,60	0,89	125,35	84	0,98
	138	1,06	1,90	0,84	79,25	82	0,95
	139	2,34	2,60	0,26	11,11	56	0,65
	140	3,45	3,10	-0,35	-10,14	38	0,44
	130	0,72	1,20	0,48	66,67	81	0,94
	131	0,87	1,40	0,53	60,92	79	0,92
	132	1,19	1,60	0,41	34,45	70	0,81
133	3,13	2,70	-0,43	-13,74	29	0,34	
Berechnungen zu f_{EI}	118	0,32	0,20	-0,12	-37,50	8	0,09
	113	0,70	1,30	0,60	85,71	83	0,97
	115	17,00	14,70	-2,30	-13,53	31	0,36
	116	23,70	20,00	-3,70	-15,61	28	0,33
	117	45,30	39,50	-5,80	-12,80	33	0,38
	109	7,15	7,10	-0,05	-0,70	45	0,52
	110	11,10	9,70	-1,40	-12,61	35	0,41
	111	20,70	20,00	-0,70	-3,38	43	0,50
	102	0,29	0,70	0,41	141,38	85	0,99
	104	6,43	4,90	-1,53	-23,79	14	0,16
105	9,32	7,00	-2,32	-24,89	13	0,15	
106	17,2	15,00	-2,20	-12,79	34	0,40	
nicht gewertet!	112	0,01	0,10	0,09	900,00		
	101	0,01	0,10	0,09	900,00		
	107	0,02	0,60	0,58	2900,00		

gesucht: i für 95% Quantil $\rightarrow P=0,95=i_{95\%}/(1+n) \rightarrow i_{95\%}=0,95*(n+1)=0,95*86=81,7 \rightarrow 82$
 einzuhaltender Modellsicherheitsbeiwert $\gamma_{Modell}=1+r(i_{95\%})=1+0,79=1,79 \rightarrow \gamma_{Modell}=1,8$

Kreuzvalidierung zu Modell 2.1b-2.3b

Kreuzvalidierung zu Modell 2.1b-2.3b							
Berechnungsreihe	Berechnungs-Nr	Ergebnis Berechnung el. gebetter Trager	Ergebnis FE-Berechnung	absoluter Fehler	relativer Fehler	Rang - aufsteigend	Plottingposition nach Weibull
		$M_{j,neu}$ [kNm]	M_j LF18 [kNm]	$e_j = M_j - M_{j,neu}$ [kNm]	$r_j = e_j / M_{j,neu}$ [%]	i_j [-]	$P_j = i_j / (1+n)$ [-] für $n=85$
Berechnungen zu MROH	102	0,200	0,700	0,50	250,00	85	0,99
	103	1,000	1,800	0,80	80,00	73	0,85
	104	4,400	4,900	0,50	11,36	37	0,43
	105	6,600	7,000	0,40	6,06	35	0,41
	106	13,400	15,000	1,60	11,94	38	0,44
	108	1,14	2,30	1,16	101,75	80	0,93
	109	5,85	7,10	1,25	21,37	40	0,47
	110	9,31	9,70	0,39	4,19	32	0,37
	111	19,09	20,00	0,91	4,77	34	0,40
	113	0,74	1,30	0,56	75,68	69	0,80
	114	5,71	4,70	-1,01	-17,69	15	0,17
	115	16,68	14,70	-1,98	-11,87	21	0,24
	116	24,14	20,00	-4,14	-17,15	16	0,19
	117	52,38	39,50	-12,88	-24,59	11	0,13
	118	0,43	0,20	-0,23	-53,49	2	0,02
	119	0,96	1,70	0,74	77,08	71	0,83
	120	1,12	1,90	0,78	69,64	63	0,73
	121	1,20	1,90	0,70	58,33	58	0,67
	122	1,36	2,10	0,74	54,41	54	0,63
	124	1,19	2,30	1,11	93,99	78	0,91
	125	1,24	2,40	1,16	93,14	77	0,90
	126	1,31	2,50	1,19	90,69	76	0,88
	127	4,74	4,40	-0,34	-7,16	24	0,28
	128	5,65	4,90	-0,75	-13,32	20	0,23
	129	5,94	5,00	-0,94	-15,80	18	0,21
	130	0,49	1,20	0,71	144,90	83	0,97
	131	0,59	1,40	0,81	137,29	82	0,95
	132	0,82	1,60	0,78	95,12	79	0,92
	133	2,20	2,70	0,50	22,73	42	0,49
	134	2,16	2,80	0,64	29,63	44	0,51
	135	3,06	3,50	0,44	14,38	39	0,45
	136	10,71	8,10	-2,61	-24,37	12	0,14
	137	0,57	1,60	1,03	180,70	84	0,98
	138	0,87	1,90	1,03	118,39	81	0,94
	139	1,94	2,60	0,66	34,02	46	0,53
	140	2,88	3,10	0,22	7,64	36	0,42
	141	0,92	1,60	0,68	73,91	67	0,78
	142	0,82	1,40	0,58	70,73	64	0,74
	143	0,72	1,20	0,48	66,67	62	0,72
	144	0,65	1,00	0,35	53,85	53	0,62
	145	0,60	0,90	0,30	50,00	52	0,60
	146	4,65	4,10	-0,55	-11,83	22	0,26
	147	4,08	3,50	-0,58	-14,22	19	0,22
	148	3,67	3,00	-0,67	-18,26	14	0,16
	149	3,26	2,50	-0,76	-23,31	13	0,15
	150	3,02	2,20	-0,82	-27,15	9	0,10
	151	0,77	1,20	0,43	55,84	55	0,64
	152	0,70	1,10	0,40	57,37	56	0,65
	153	0,63	0,90	0,27	42,86	48	0,56
	155	0,51	0,70	0,19	37,25	47	0,55
156	0,48	0,60	0,12	25,00	43	0,50	
157	1,81	2,20	0,39	21,55	41	0,48	

Kreuzvalidierung zu Modell 2.1b-2.3b							
Berechnungsreihe	Berechnungs Nr	Ergebnis Berechnung el. gebetter Trager	Ergebnis FE-Berechnung	absoluter Fehler	relativer Fehler bzgl. $M_{j,neu}$	Rang - aufsteigend	Plottingposition nach Weibull
		$M_{j,neu}$ [kNm]	M_j LF18 [kNm]	$e_j = M_j - M_{j,neu}$ [kNm]	$r_j = e_j / M_{j,neu}$ [%]	i_j [-]	$P_j = i_j / (1+n)$ [-] für $n=85$
Berechnungen zu f_y	158	1,50	2,00	0,50	33,33	45	0,52
	159	1,18	1,70	0,52	44,07	50	0,58
	160	0,94	1,40	0,46	48,94	51	0,59
	161	0,68	1,20	0,52	76,47	70	0,81
	162	0,56	1,00	0,44	78,57	72	0,84
	164	6,36	3,40	-2,96	-46,54	7	0,08
	165	5,63	3,00	-2,63	-46,71	6	0,07
	166	4,89	2,50	-2,39	-48,88	5	0,06
	167	4,32	2,10	-2,22	-51,39	4	0,05
168	3,75	1,80	-1,95	-52,00	3	0,03	
Berechnungen zu f_{Es}	169	3,34	1,50	-1,84	-55,09	1	0,01
	170	5,07	5,10	0,03	0,59	28	0,33
	171	4,74	4,70	-0,04	-0,84	27	0,31
	172	4,50	4,10	-0,40	-8,89	23	0,27
	173	4,33	3,60	-0,73	-16,86	17	0,20
	174	4,09	3,00	-1,09	-26,65	10	0,12
	175	4,01	2,60	-1,41	-35,16	8	0,09
	176	1,14	2,00	0,86	75,44	68	0,79
	177	0,98	1,70	0,72	73,47	66	0,77
	178	0,86	1,40	0,54	62,79	60	0,70
179	0,74	1,20	0,46	62,16	59	0,69	
Berechnungen zu f_{EI}	180	0,70	1,00	0,30	42,86	49	0,57
	181	1,64	1,60	-0,04	-2,44	25	0,29
	182	1,39	1,40	0,01	0,72	29	0,34
	183	1,19	1,20	0,01	0,84	30	0,35
	184	1,02	1,00	-0,02	-1,96	26	0,30
	185	0,86	0,90	0,04	4,65	33	0,38
	186	0,78	0,80	0,02	2,56	31	0,36
	187	1,58	2,50	0,92	58,23	57	0,66
	188	1,35	2,20	0,85	62,96	61	0,71
	189	1,11	1,90	0,79	71,17	65	0,76
	190	0,90	1,70	0,80	88,89	74	0,86
191	0,74	1,40	0,66	89,19	75	0,87	
nicht gewertet!	107	0,00	0,60	0,60	59900,00		
	101	0,001	0,100	0,10	9900,00		
	112	0,00	0,10	0,10	9900,00		

gesucht: i für 95% Quantil -> $P=0,95=i_{95\%}/(1+n) \rightarrow i_{95\%}=0,95*(n+1)=0,95*86=81,7 \rightarrow 82$

einzuhaltender Modellsicherheitsbeiwert $\gamma_{Modell}=1+r(i_{95\%})=1+1,38=2,38 \rightarrow \gamma_{Modell}=2,4$

Anlage 8: Tabellen zum Nachweis der äußeren Tragfähigkeit

Erfahrungswerte für die Mantelreibung nach EA-PFÄHLE

Die Abschätzung der möglichen Mantelreibung kann z.B. nach Erfahrungswerten der EA-PFÄHLE erfolgen. Die Werte der Pfahlmantelreibung werden für nichtbindige Böden in Abhängigkeit des Spitzenwiderstands der Drucksonde, für bindige Böden in Abhängigkeit der Scherfestigkeit angegeben. Nachfolgend sind die jeweils niedrigsten angegebenen Erfahrungswerte aufgeführt (vgl. EA-PFÄHLE (2007), Tabellen 5.31, 5.32 und 5.29, 5.30):

Tabelle 1: Mantelreibung nach EA-PFÄHLE (2007)

Bodenart	Pfahlart	Min. Erfahrungswert für den Bruchwert der Mantelreibung $q_{s1,k,1}$ [kN/m ²]
Nichtbindig (BVG 2,3)	Mikropfahl (z.B: IBO)	135-175 -> 150
Bindig (BVG 1)	Mikropfahl (z.B: IBO)	55-65 -> 60
Nichtbindig (BVG 2,3)	Rohrverpresspfahl (RS-Rohr)	170-210 -> 190
Bindig (BVG 1)	Rohrverpresspfahl (RS-Rohr)	70-80 -> 75

MÄMPEL & FABER (2005) kommen in ihrem Gutachten zur Tragwirkung von IBO-Schirmen nach Auswertung von Zugversuchen zu dem Ergebnis, dass die getesteten IBO-Anker in verwittertem Ton- bzw. Schluffstein eine mittlere Kräfteinleitung von 104 kN/m bis 139 kN/m erreichen (vgl. MÄMPEL & FABER (2005), S. 14). Bei einer Bohrkronendicke von 9 cm erreichte der freigelegte Injektionskörper in den untersuchten Ton- / Schluffsteinböden einen durchschnittlichen Durchmesser von 10,8 cm (vgl. MÄMPEL & FABER (2005), S. 12). Die mittlere Schubspannung beträgt dementsprechend 306 kN/m² bis 410 kN/m² - deutlich mehr als der in obiger Tabelle angegebene Schubspannungswert für Mikropfähle in bindigem Boden. Allerdings bleibt offen, inwieweit der im Modell angenommene steife, bindige Boden dem verwitterten Tonstein des angesprochenen Gutachtens ähnelt.

Durchmesser des Verpresskörper

Neben dem Gutachten von MÄMPEL & FABER (2005) werden von THYSSEN KRUPP (2008) Anhaltswerte für die Verpresskörperdurchmesser von Injektionsbohrankern angegeben.

Es wird ein Verpresskörperdurchmesser von IBO's in bindigen Böden mit einem Injektionskörperdurchmesser von 11 cm (vgl. MÄMPEL & FABER (2005)) angenommen.

Der Aussendurchmesser des Zementkörpers wird in nichtbindigen Böden in Anlehnung an die Abbildungen 1 und 2 abgeschätzt. Es ergeben sich ähnliche Werte wie auch von BRANDL (2005) veranschlagt.

Wie beim IBO-Anker ergibt sich der Verpresskörperdurchmesser von Schirmrohren aus dem Überstand der Bohrkronen zum Rohr, zuzüglich dem Mehrausbruch der Bohrkronen. Der Überstand der Bohrkronen zum Rohr beträgt nach STIEBER (2001) etwa 4 mm pro Seite (vgl. auch Kapitel 7). Der Mehrausbruch der Krone wird in Anlehnung an Abbildung 2 für die Bodenvergleichsgruppen 2 und 3 (vorwiegend rollige Böden) zu 50 mm gesetzt.

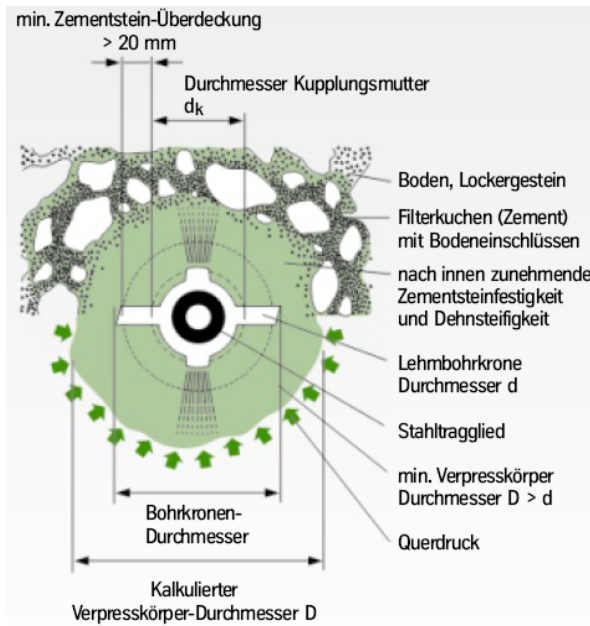


Abbildung 1: Schnitt durch den Verpresskörper eines Injektionsbohrankers (s. THYSSEN KRUPP (2008))

D ≥	d + 75 mm für Mittel- und Grobkies
	d + 50 mm für Sand und Kiessand
	d + 25 mm für bindigen Boden (Lehm, Mergel)
	d + 10 mm für Sandstein, Phyllit, Tonschiefer

Abbildung 2: Durchmesser des IBO-Verpresskörpers in Abhängigkeit des Bodens und des Bohrkronendurchmessers (s. THYSSEN KRUPP (2008))

Für die Bodenvergleichsgruppe 1 (steife bindige Böden) wird ein Mehrausbruch von 25 mm veranschlagt.

Die angesetzten Verpresskörperdurchmesser ergeben sich nach folgenden Tabelle:

Tabelle 2: Durchmesser der Verpresskörper

Bodenart	Pfahlart	Durchmesser des Verpresskörpers d_B [cm]
Nichtbindig (BVG 2,3)	Mikropfahl (z.B: IBO)	$d_B = d_N / 10 + 2 \cdot \Delta + m = d_N / 10 + 2 \cdot 2 + 5$ [cm]
Bindig (BVG 1)	Mikropfahl (z.B: IBO)	$d_B = 11$ cm (vereinfachend nach MÄMPEL & FABER (2005))
Nichtbindig (BVG 2,3)	Rohrverpresspfahl (RS-Rohr)	$d_B = d_N / 10 + 2 \cdot \ddot{u} + m = d_N / 10 + 2 \cdot 0,4 + 5 =$ $= d_N / 10 + 5,8$ [cm]
Bindig (BVG 1)	Rohrverpresspfahl (RS-Rohr)	$d_B = d_N / 10 + 2 \cdot \ddot{u} + m = d_N / 10 + 2 \cdot 0,4 + 2,5 =$ $= d_N / 10 + 3,3$ [cm]
mit:		
d_N Nenndurchmesser (Außendurchmesser) des Schirmrohres [mm]		
Δ Überstand der IBO-Bohrkrone – 2 cm s. Abbildung 5.33		
\ddot{u} Überstand der Bohrkrone zum Rohr – 4 mm nach STIEBER (2001)		
m Mehrausbruch der Bohrkrone, 5 cm für rollige Böden, 2,5 cm für bindige Böden (nach Abbildung 5.34)		

Anlage 9: Plausibilitätstest zu Prognosemodell 1

WITTKÉ (2009) bzw. WITTKÉ & WITTKÉ-GATTERMANN (2007) veröffentlichen in der Geotechnik 32 und im Tunnelbautaschenbuch 2008 Rohrschirmschnittgrößen. Bilder zu den Veröffentlichungen können dem Kapitel 5.5 entnommen werden. Die Schnittgrößen stammen aus Berechnungen zum Vortrieb des Buschtunnels bei Aachen.

Ziel ist, die dort veröffentlichten Schnittgrößen mit dem vorgestellten Prognosemodell 1 nachzurechnen.

Es können folgende Daten und Kennwerte zum Buschtunnel abgeleitet werden:

- Der betrachtete Tunnelquerschnitt hat eine Breite von 9,6 m;
- der Sandboden mit $\varphi = 38^\circ$ und $c_{\text{Rest}} = 10 \text{ kN/m}^2$ wurde entsprechend WITTKÉ & WITTKÉ-GATTERMANN (2007) im Bezug auf die Scherparameter des Gebirges mit einem Sicherheitsbeiwert von 1,2 abgemindert, um den Anforderungen der DIN 4084 Genüge zu tun (vgl. WITTKÉ & WITTKÉ-GATTERMANN (2007), S. 202). Die in der Berechnung verwendeten Bodenkennwerte ergeben sich dementsprechend wie folgt:
 $\varphi_{\text{cal}} = \varphi / \gamma_{\text{LF2}} = 38^\circ / 1,2 = 32^\circ$; $c_{\text{cal}} = c / \gamma_{\text{LF2}} = 10 / 1,2 = 8,3 \text{ kN/m}^2$
- Die Wirkung der Orstbrustanker wurde vereinfachend durch eine Erhöhung der Kohäsion um $\Delta c = 46 \text{ kN/m}^2$ im Gebirge vor der Ortsbrust modelliert.
- In Bild 22 der Veröffentlichung WITTKÉ (2009) ist eine zusätzliche stützende Flächenlast auf Ortsbrust und Kalottenstrosse dargestellt.
- Die Wichte des Gebirges beträgt $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$.
- Die Überdeckung des Tunnels im betrachteten Schnitt beträgt $h_{\bar{u}} = 35 \text{ m}$.
- Die Biegesteifigkeit des Schirms ergibt sich zu $EI/a = 1,8260 \text{ MNm}^2 / 0,35 \text{ m} = 5,217 \text{ MNm}^2/\text{m}$; die Dehnsteifigkeit des Schirmes beträgt $EA/a = 1048 \text{ MN} / 0,35 \text{ m} = 2994 \text{ MN/m}$.
- Die Veröffentlichung WITTKÉ & WITTKÉ-GATTERMANN (2007) zeigt eine Abschlagslänge von 1,0 m in der Kalotte.
- Die Berechnungen wurden mit dem Programm FEST03 durchgeführt, welches mit dem Stoffmodell Mohr-Coulomb arbeitet (vgl. z.B. <http://www.wbionline.de/deutsch/fest03.html>).
- Im Rahmen der durchgeführten Parameterkalibrierung wird der E-Modul des Berechnungsmodells mehrfach gestaffelt (vgl. WITTKÉ & WITTKÉ-GATTERMANN (2007), S. 196). Für das ungestörte Gebirge wird ein E-Modul von $E = 150 \text{ MN/m}^2$ angesetzt. Direkt oberhalb und seitlich des Ausbruchs wird die Steifigkeit auf $E = 30 \text{ MN/m}^2$ reduziert, um entstehende Auflockerungen nachzuahmen. Für die entlasteten Bereiche der Ortsbrust und unterhalb des Tunnels wird entsprechend WITTKÉ (2009) Bild 21 ein E-Modul von $E = 180 \text{ MN/m}^2$ angesetzt. Entsprechend WITTKÉ & WITTKÉ-GATTERMANN (2007) S. 201 konnten so gemessene Setzungen der Oberfläche nachvollzogen werden. Mit dem „Kunstgriff“ der E-Modul-Abstufung soll der Nachteil des verwendeten Stoffmodells (konstanter E-Modul) ausgeglichen werden.

Die Diagramme des Prognosemodells 1 wurden mit dem Stoffgesetz Gran Extended (Hardening Plasticity Soil) erzeugt. Wie beschrieben liegt einer der Vorzüge dieses Stoffgesetzes darin, dass die Steifigkeit spannungs- und richtungsabhängig ist.

Mit einem elektronischen Triaxial-Versuch wird der für die Diagramme benötigte Eingangsparameter $E_{s,\text{ref}}$ beim Referenzspannungsniveau von $\sigma_{\text{ref}} = 100 \text{ kN/m}^2$ so bestimmt,

dass für einen Spannungsbereich knapp unterhalb Firshöhe ($h_{\bar{u}} = 36 \text{ m}$) möglichst geringe Abweichungen zwischen der Mohr-Coulomb-Geraden für $E = 150 \text{ MN/m}^2$ und der Parabel des Stoffgesetzes Gran Extended (für die Parameter von Bodenvergleichsgruppe 3) bestehen. Es zeigt sich, dass für $E_{s,ref} \approx E_{50,ref} \approx E \cdot 0,7 = 105 \text{ MN/m}^2$ gute Übereinstimmung besteht:

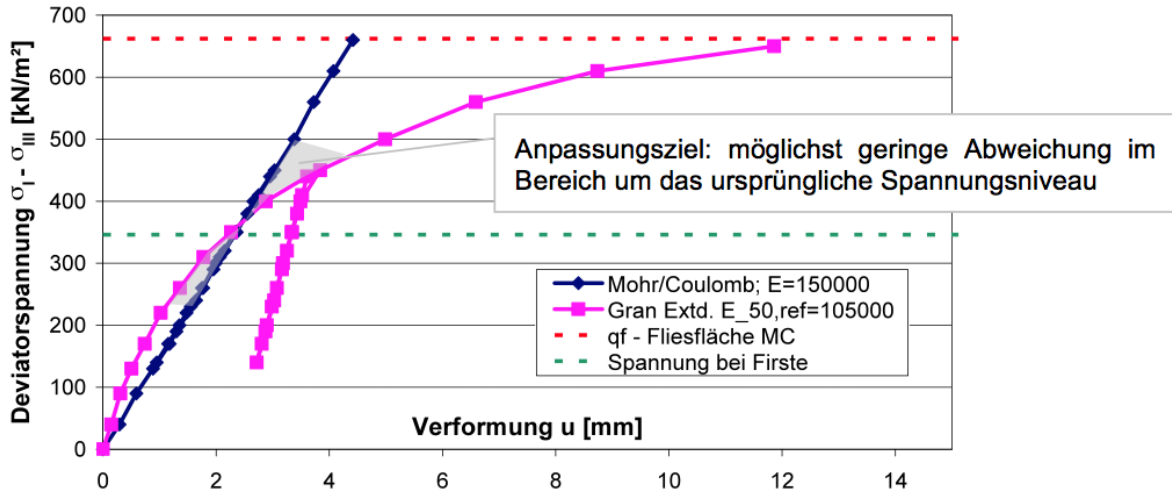


Abbildung 1: elektronischer Triaxialversuch zur Anpassung des Diagrammparameters $E_{50,ref}$ bzw. $E_{s,ref}$

Rohrschnittgrößen „Buschtunnel“ nach WITTKÉ & WITTKÉ-GATTERMANN (2007)

Das vom IB- Wittke mittels FE-Berechnung ermittelte maximale und minimale Biegemoment kann aus Abbildung 2 zu

$M_{MAX} \approx 9 \text{ kNm}$ und $M_{MIN} \approx -14 \text{ kNm}$

abgelesen werden. Die ermittelte minimale Normalkraft eines Rohres beträgt etwa $N_{MIN} \approx -95 \text{ kN}$.

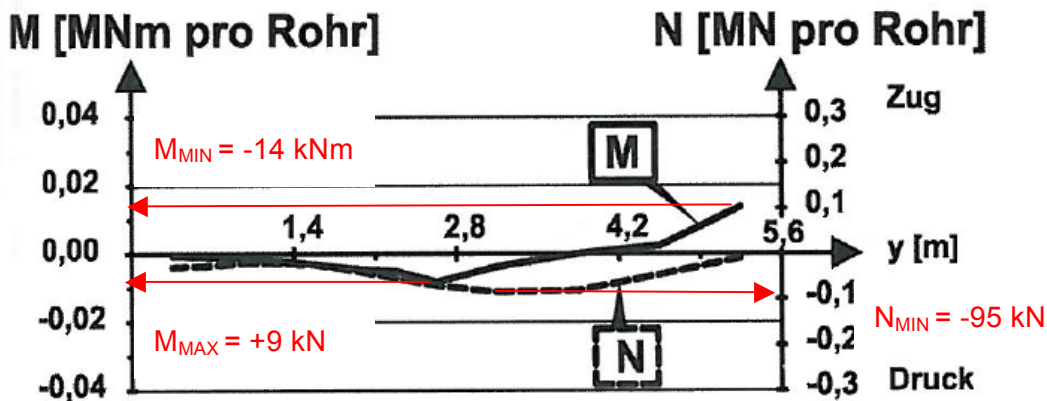


Abbildung 2: Maßgebende Schnittgrößen eines Rohres im Ulmenstiel (s. WITTKÉ & WITTKÉ-GATTERMANN (2007) S. 205, Bild 25)

Die dargestellten Schnittgrößen treten entsprechend WITKE & WITKE-GATTERMANN (2007), S. 205 im Bereich der Ulme auf. Entsprechend Abb. 5.17 Kapitel 5.5 beträgt dabei der Abstand der Rohre $a = 0,35$ m.

Nachrechnung der Rohrschirmschnittgrößen mit Prognosemodell 1

Es soll überprüft werden, ob die vom Ing. Büro Prof. Wittke errechneten Schnittgrößen mit den vorab vorgestellten Diagrammen des Prognosemodells 1 (s. Kapitel 5.1 bis 5.4) ermittelt werden können. Entsprechend der Scherparameter von 32° und der Kohäsion von $8,3 \text{ kN/m}^2$ werden die Diagramme für die Bodenvergleichsgruppe 3 ($\varphi = 35^\circ$; $c = 3 \text{ kN/m}^2$) verwendet. Die Querschnittsbreite des Tunnels liegt mit $9,6$ m zwischen denjenigen des Querschnitts QS1 ($8,7$ m) und QS2 ($11,6$ m). Zwischen beiden Kurven wird interpoliert. Nachdem die maximale untersuchte Überdeckungshöhe kleiner als die Überdeckungshöhe des Beispiels ist, werden die Kurven linear extrapoliert:

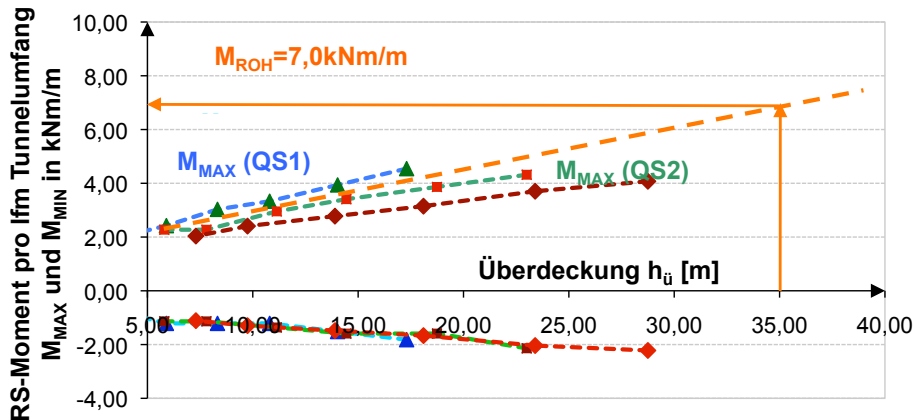


Abbildung 3: Ermittlung M_{ROH} für BVG 3, (QS1 + QS2) / 2 und $h_{\bar{u}} = 35$ m nach Abbildung 5.3

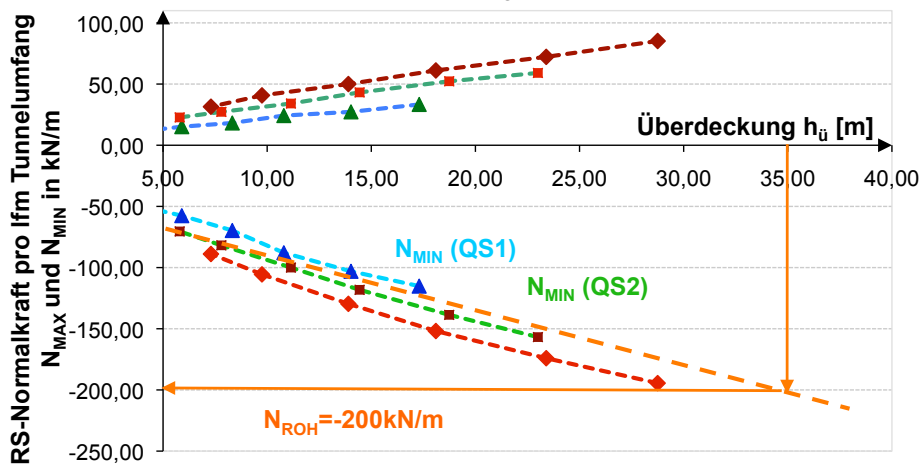


Abbildung 4: Ermittlung N_{ROH} für BVG 3, (QS1 + QS2) / 2 und $h_{\bar{u}} = 35$ nach Abbildung 5.10

Tabelle 1: Ermittlung der Rohrschnittgrößen aus Diagrammen des Prognosemodells 1

Schnittgrößenart	Spalte 1	Spalte 2	Spalte 3	Spalte 4	Spalte 5	Spalte 6	Spalte 7
	M_{ROH} bzw. N_{ROH} $h_{\bar{u}} = 35$ m, BVG 3, (QS1 + QS2) / 2 [kNm/m]	$f(\gamma)$ [-] $\gamma = 18$ kN/m ³	$f(E_s)$ [-] $E_{s,cal} = 105$ MN/m ²	$f(EI)$ bzw. $f(EA)$ [-] $EI/a = 5,22$ MNm ² /m bzw. $EA/a = 2994$ MN/m	a [m]	γ_i [-]	Rohrschnitt- größe = Produkt Spalten 1-6
$M_{MAX,k}$	+7,0	0,95	0,85	3,1	0,35	1,4	8,6 kNm
$N_{MIN,k}$	-200	0,96	0,85	1,21	0,35	1,1	-76 kN

Die Einflussfaktoren der Spalten 2 bis 4 können aus den Diagrammen 5.4 bis 5.6 für das Biegemoment M_{MAX} bzw. den Abbildungen 5.11 bis 5.13 (Diagramme s. Kapitel 5) für die Druckkraft N_{MIN} abgelesen werden.

Die relative Abweichung der ermittelten Schnittgrößen bzgl. der Ergebnisse der FE-Berechnung nach dem Ingenieurbüro Prof. Wittke beträgt etwa 5 % beim Biegemoment und ca. 15 % bei der Normalkraft. Die mittels Prognosemodell 1 abgeschätzten Beträge der Schnittgrößen sind kleiner als diejenigen aus der Veröffentlichung des Ing. Büro Prof. Wittke.

Die Betrachtung der vom Ingenieurbüro Prof. Wittke veröffentlichten Schnittgrößenverläufe in Abbildung 2 zeigt, dass das Stützmoment um ca. 40 % größer ist als das Feldmoment. In den im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Berechnungen lag das Stützmoment (für alle untersuchten Stoffmodelle) etwa bei dem halben Betrag des Feldmomentes.

Um den Abweichungen beim Stützmoment auf den Grund zu gehen, wird das verwendete FE-Modell so gut als möglich an die Veröffentlichung des Ing. Büro Prof. Wittke angepasst. Die erzeugten FE-Modelle QS1 und QS2 werden in Bezug auf Überlagerungshöhe, Stoffmodell und Stoffparameter an die Berechnungen des IB-Prof. Wittke angeglichen.

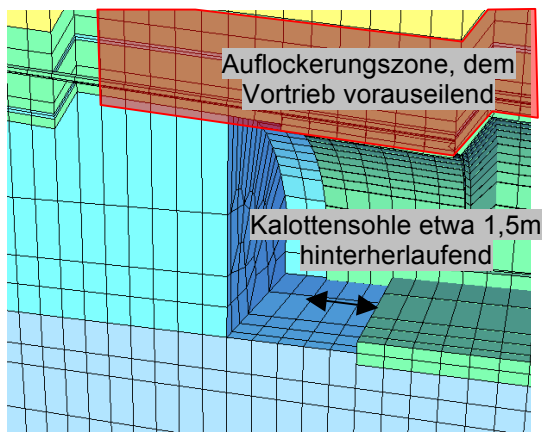
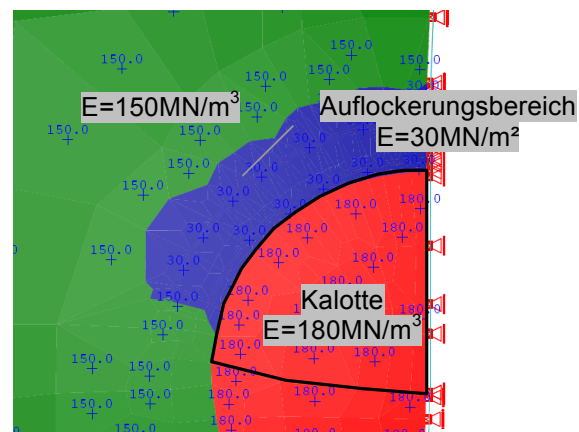
Es verbleiben Unterschiede bei der Querschnittsform, und der Modellierung des Rohrschirms.

Nachdem der „Buschtunnel“ in der Breite zwischen QS1 und QS2 liegt, werden die gemittelten Schnittgrößen mit den Bemessungswerten des Ing. Büro Prof. Wittke verglichen.

Das System wird in drei verschiedenen Varianten berechnet:

Tabelle 2: Varianten zur Nachrechnung „Buschtunnel“

Variante-nummer	Berechnungen	Beschreibung
1	218 (QS2)	Reduktion des aufgelockerten Bereiches um die Ausbruchslaibung a priori; sofortiger Einbau der temporären Sohle zusammen mit der Kalottenschale.
	219 (QS1)	
2	218i (QS2)	Schrittweise Auflockerung des Ausbruchs bis 3 m vor die Ortsbrust; sofortiger Einbau der temporären Sohle zusammen mit der Kalottenschale.
	219i (QS1)	
3	218ii (QS2)	Schrittweise Auflockerung des Ausbruchs bis 3 m vor die Ortsbrust; nachgezogener Einbau der temporären Sohle 1,5 m hinterherlaufend.
	219ii (QS1)	

**Abbildung 5: Vortrieb Berechnungsvariante 3****Abbildung 6: Verteilung des E-Moduls**

Für die beschriebenen Modellvarianten werden die maximalen und minimalen Biegemomente, sowie die minimale Normalkraft ermittelt. Hierbei werden die Rohrschnittgrößen auf den Tunnelumfang bezogen (d.h. die Schnittgröße wird durch den in der Berechnung verwendeten Rohrabstand geteilt). Anschließend werden die beiden Ergebnisse der Berechnungsvariante gemittelt und mit dem Rohrabstand des „Buschtunnels“ von $a = 0,35$ m multipliziert. Die Ergebnisse werden denjenigen des Ing. Büro Prof. Wittke gegenübergestellt und die relative Abweichung ermittelt.

Nachdem Unterschiede in der Verteilung von Stützmoment und Feldmoment erkennbar sind, wird zum Vergleich der Biegebelastung der Rohre die Summe aus Feldmoment und der Hälfte des Stützmoments herangezogen – hierbei wird vereinfachend das Modell des einfach gestützten und teileingespannten Biegebalkens zurückgegriffen (vgl. Abb. 5.22 Kapitel 5.5):

$$M_{\text{Balken}} = |M_{\text{MAX}}| + |M_{\text{MIN}}| / 2$$

(Gl. 5-4)

Nachfolgend sind die sich ergebenden Unterschiede getrennt für Feldmoment (M_{MAX}), Stützmoment (M_{MIN}), Vergleichsmoment des Ersatzbalkens (M_{Balken}) und größte Druckkraft (N_{MIN}) tabellarisch dargestellt:

Tabelle 3: Vergleich der Ergebnisse für das Feldmoment M_{MAX}

Variantennummer [-]	Berechnungs-NR [-]	Querschnitt	M_{MAX} [kNm/m]	M_{MAX} $= \Sigma M_{MAX, Qsi} / 2 \cdot$ 0,35 m (Nachrechnung) [kNm]	M_{MAX} (Ing. Büro Prof. Wittke) [kNm]	relative Abweichung bzgl. Ergebnis Ing. Büro Prof. Wittke r_i [%]		
1	218	QS2	36,82	13,9	9,0	54,1		
	219	QS1	42,42					
2	218i	QS2	41,59	16,6		9,0	84,6	
	219i	QS1	53,33					
3	218ii	QS2	38,18	16,2			9,0	80,3
	219ii	QS1	54,55					

Tabelle 4: Vergleich der Ergebnisse für das Stützmoment M_{MIN}

Variantennummer [-]	Berechnungs-NR [-]	Querschnitt	M_{MIN} [kNm/m]	M_{MIN} $= \Sigma M_{MIN, Qsi} / 2 \cdot$ 0,35 m (Nachrechnung) [kNm]	M_{MIN} (IB-Prof. Wittke) [kNm]	relative Abweichung bzgl. Ergebnis Ing. Büro Prof. Wittke r_i [%]		
1	218	QS2	-20,45	-7,3	-14,0	-47,9		
	219	QS1	-21,21					
2	218i	QS2	-19,32	-7,9		-14,0	-43,7	
	219i	QS1	-25,76					
3	218ii	QS2	-19,09	-8,2			-14,0	-41,3
	219ii	QS1	-27,88					

Tabelle 5: Vergleich der Ergebnisse für das Ersatzmoment M_{Balken}

Variantennummer [-]	Berechnungs-NR [-]	Querschnitt	M_{Balken} [kNm] (Nachrechnung)	M_{Balken} (Ing. Büro Prof. Wittke) [kNm]	relative Abweichung bzgl. Ergebnis Ing. Büro Prof. Wittke r_i [%]		
1	218	QS2	17,5	16,0	9,4		
	219	QS1					
2	218i	QS2	20,6		16,0	28,8	
	219i	QS1					
3	218ii	QS2	20,3			16,0	26,9
	219ii	QS1					

Tabelle 6: Vergleich der Ergebnisse für die maßgebende Normalkraft

Variante- nummer [-]	Berechnungs- NR [-]	Querschnitt	$N_{MIN, QSi}$ [kN/m]	N_{MIN} $= \sum N_{MIN, QSi} / 2 \cdot$ 0,35 m [kN]	N_{min} (Ing. Büro Prof. Wittke) [kN]	relative Abweichung bzgl. Ergebnis Ing. Büro Prof. Wittke r_i [%]	
1	218	QS2	-293	-96	-95	0,9	
	219	QS1	-255				
2	218i	QS2	-330	-107		-95	12,6
	219i	QS1	-282				
3	218ii	QS2	-350	-114			19,7
	219ii	QS1	-300				

Für die bemessungsrelevante Normalkraft liegt die Abweichung zwischen dem Berechnungsmodell des Ing. Büro Prof. Wittke und dem hier verwendeten Modell zwischen 1 % und 20 %. Die beste Übereinstimmung ergibt sich mit nur 1 % Abweichung bei Variante 1, welche die einfachste Modellierung beinhaltet.

Der Vergleich der Stütz- und Feldmomente zeigt hohe Abweichungen zwischen den vom Ing. Büro Prof. Wittke veröffentlichten Ergebnissen und der erfolgten Nachrechnung.

Das Vergleichsmoment des Ersatzbalkens liefert jedoch eine gute Übereinstimmung (Abweichung zwischen 10 % und 30 %) zwischen der Berechnung des Ing. Büro Prof. Wittke und dem hier verwendeten Modell.

Der Schluss liegt somit nahe, dass die beiden Modelle gleiche oder hinreichend gut vergleichbare Biegebelastungen für die Schirmrohre liefern. Es unterscheidet sie jedoch die Aufteilung der Biegearbeit auf Stütz- und Feldmoment:

Die Momentenkurven sind etwa um den Differenzbetrag der Stützmomente verschoben.

Mit entscheidend hierfür ist sicherlich die unterschiedlich modellierte Stützung der Ortsbrust (s. Kap. 5.5).

Anlage 10: Ermittlung der Auflast des elastisch gebetteten Trägers

Nachfolgend wird beschrieben, wie die Auflast des elastisch gebetteten Trägers aus dem FE-Modell abgeleitet wird.

Hierzu werden die Vertikalspannungen von vier Bodenelementen näher betrachtet. Die vier Elemente liegen nahe der Firste zwischen zwei Rohren bzw. umgeben ein Rohr im Abschlag des Lastfalls LF17:

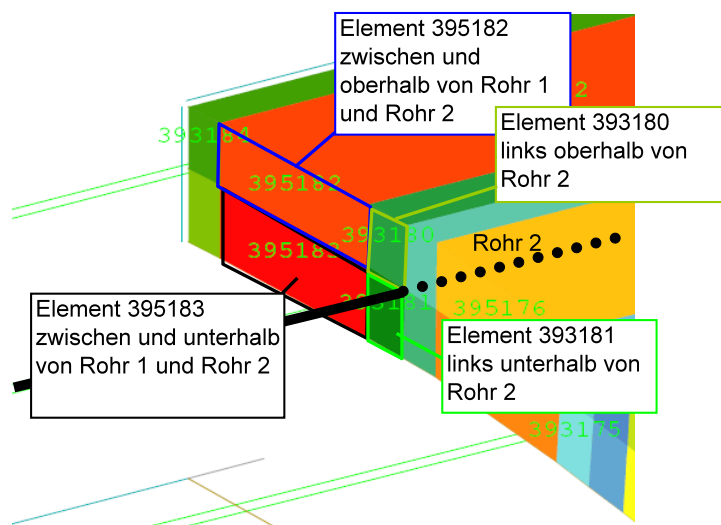


Abbildung 1: Betrachtete Elemente bei Rohr 2 nahe der Firste

Aus der Auswertung der Rohrschirmschnittgrößen geht hervor, dass die maßgebend belasteten, firstnahen Rohre beinahe ausschließlich um Ihre Horizontalachse gebogen werden, d.h. die horizontalen Gebirgsspannungen spielen für die Biegung der dortigen Rohre keine bzw. eine vernachlässigbare Rolle.

Elemente direkt bei Rohr 2

Die Vertikalspannung von Element 393180 wirkt als Auflast auf das Rohr. Die Vertikalspannung von Element 393181 wirkt als Stützdruck gegen das Rohr. Der Spannungsverlauf der Elemente wird im Folgenden ausgewertet.

Abgetragen werden die Vertikalspannungen der Elemente über die Aushubschritte. Unterstellt man, dass alle Gebirgspunkte, die in der gleichen Distanz zum Abschlag liegen, während des Aushubs die gleiche Entwicklung der Spannung durchlaufen, so entspricht die zeitliche Entwicklung eines Spannungspunktes der Spannungsverteilung der Elemente entlang der Rohrschirmachse zu einem bestimmten Zeitpunkt. Der Ursprung des Diagramms liegt dabei am Ort der Ortsbrust.

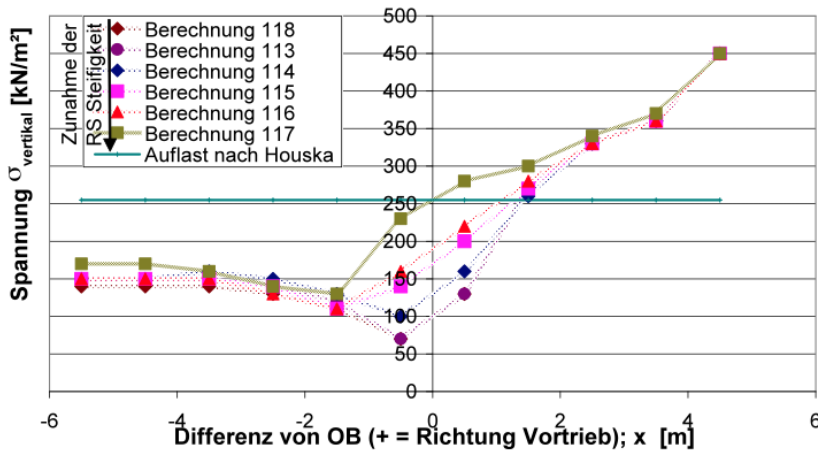


Abbildung 2: vertikale Spannung EL 393180 (QS2, h_ü = 23 m) Auflast auf RS Rohr 2

Aus dem Diagramm ist ersichtlich, dass die Spannung des Elements 393180 - d.h. die Auflast auf das Rohr - von der Steifigkeit desselben abhängt. Dies gilt vor allem für den (kritischen) Bereich kurz vor und kurz nach der Ortsbrust (der Abschlag erfolgt in obigem Diagramm bei -0,5 m). Hier sinkt die Spannung bei Berechnungslauf 118 (IBO) und 113 (RS d_N 60 mm) bis auf etwa 60 kN/m² ab, während für Berechnung 117 (RS d_N 240 mm) die Spannung im Abschlag noch beinahe 250 kN/m² beträgt.

Nach etwa vier Abschlügen liegen die berechneten Spannungen des Elements 393180 der unterschiedlichen Berechnungsläufe näher beisammen:

Für den IBO werden etwa 140 kN/m² erreicht, bei einem Rohrschirm mit einem Durchmesser von d_N 240 mm beträgt die ermittelte Spannung etwa 170 kN/m². Dies entspricht etwa 60 % bis 70 % einer nach den Silotheorien von Terzaghi und Houska ermittelten Tunnellast.

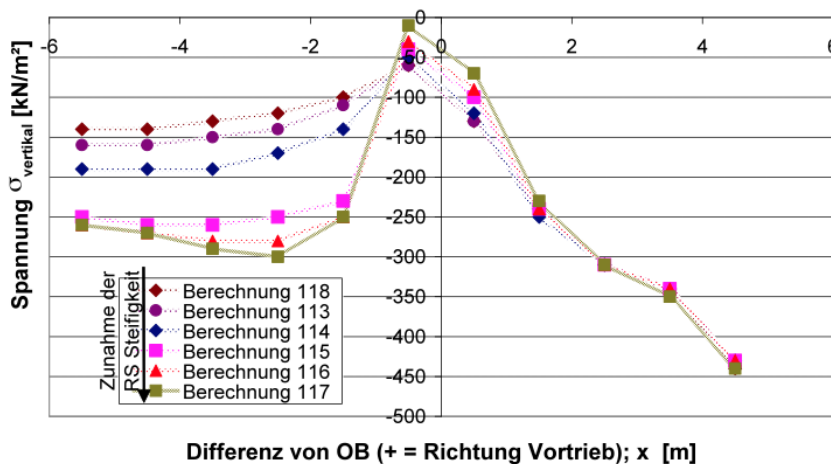


Abbildung 3: Stützdruck auf RS Rohr 2 (BVG 3, h_ü = 23 m)

Die Spannung des Elements 393181 wird als der auf das Rohr 2 wirkende Stützdruck interpretiert. Im Abschlag (bei x = -0,5 m) sinkt dieser nur für die steifen Schirme nahe „0“ ab, für die biegeweichen Schirme (z.B: IBO Berechnung 118) beträgt die Spannung mit ca. 60 kN/m² etwa so viel, wie die Auflast aus Element 393180.

Der im Abschlag verbleibende Stützdruck kann durch Ringtragwirkung des Gebirges quer zur Tunnelachse erklärt werden. Hierzu sind in Abbildung 4 die Hauptspannungstrajektorien des Gebirges oberhalb des Abschlags LF18 der Berechnung 118 mit IBO-Ankern dargestellt.

Der Schnitt wird genau im Abschlag geführt. Deutlich ist der Gebirgstragring um die Ausbruchslaibung zu erkennen.

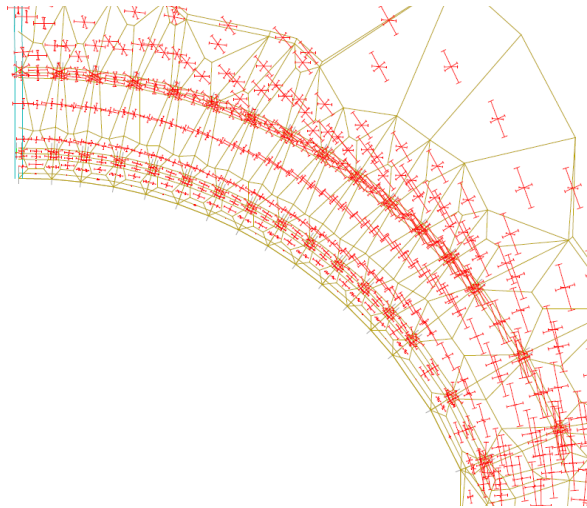


Abbildung 4: Hauptspannungen im Gebirge über dem Abschlag LF18, Berechnung 118

Im Bettungsbereich über der Spritzbetonschale steigt die Druckspannung für steife Rohre deutlich über das Niveau der Auflast an. Dies ist durch die Einspannwirkung des elastisch gebetteten Trägers erklärbar. Betrachtet man ein Bodenelement an einer zweiten Stelle des Rohres, so liegt die Bettungsspannung über der Spritzbetonschale deutlich unter dem Niveau der Auflast:

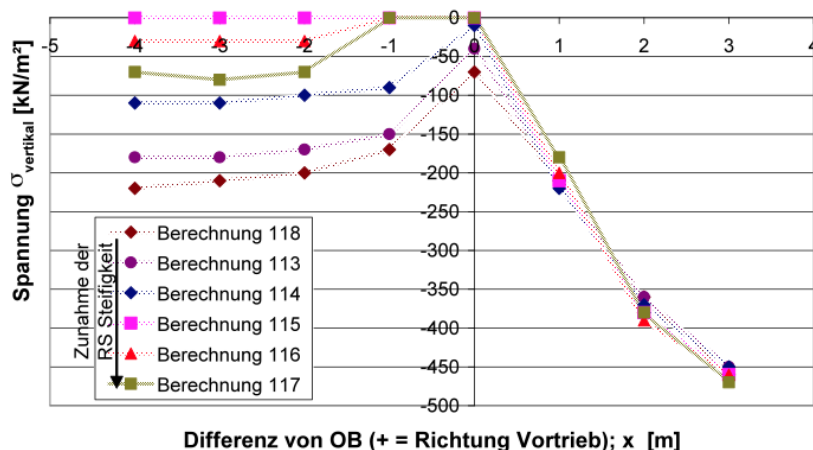


Abbildung 5: Stützdruck Element 453169

Element 45319 - etwa 2 m weiter am Rohr - zeigt über der Spritzbetonschale wesentlich von Diagramm 3 abweichende Spannungen.

Die Bettungsreaktionen über der Spritzbetonschale werden beim Modell des elastisch gebetteten Trägers von den Federelementen unter dem Rohr erzeugt. Der Stützdruck des Gebirgstragringes bleibt beim Modell des elastisch gebetteten Trägers jedoch unberücksichtigt, da ein Modell gewählt wird, das im Bereich des Abschlages keine Bettung aufweist. Der Gebirgstragring wird bei der Ermittlung der Auflast berücksichtigt indem die Differenz aus Stützdruck und Auflast gebildet wird:

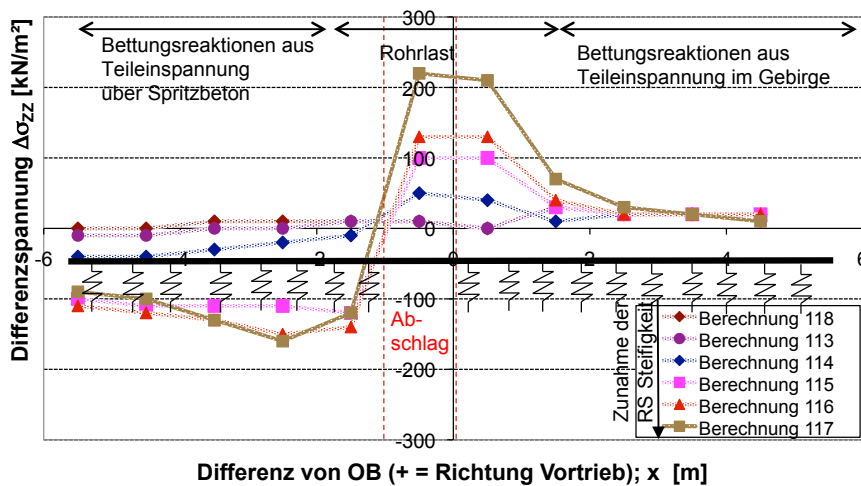


Abbildung 6: Differenzspannung aus Auflast und Stützdruck (EL 393180 zu EL 393181, BVG 3, $h_{\bar{u}} = 23$ m)

Die für höhere Rohrsteifigkeiten großen Differenzspannungen über der Spritzbetonschale können als Reaktion der Teileinspannung interpretiert werden.

Elemente zwischen Rohr 1 und Rohr 2 (kein direkter Kontakt zu den Rohren)

Diese beiden Elemente befinden sich zwischen Rohrschirmrohr 1 und 2. Sie haben keine Knoten gemeinsam mit den Rohren. In nachstehender Abbildung ist die Vertikalspannung des Elementes 395182 abgebildet. Weil Element 395182 oberhalb von 395183 (und oberhalb der Rohrschirmrohre) liegt, wird die Vertikalspannung als „Auflast“ bezeichnet.

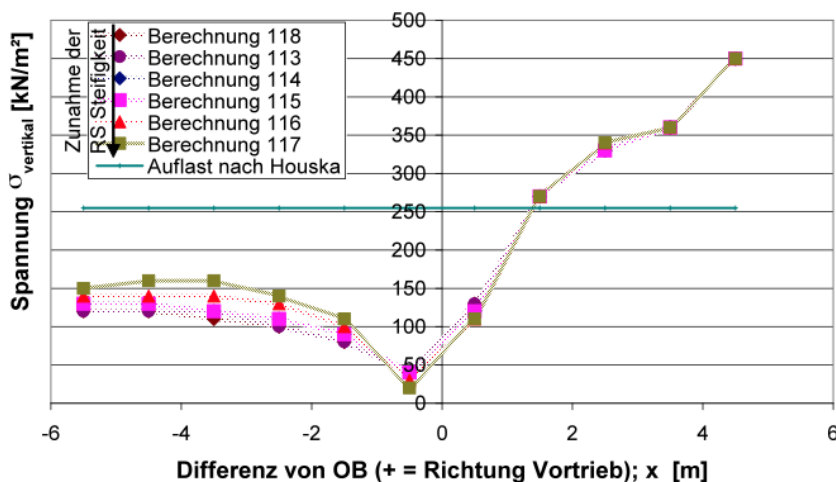


Abbildung 7: Auflast zwischen Rohr 1 und 2 (Vertikalspannung EL 395182, BVG 1, $h_{\bar{u}} = 23$ m)

Über der Spritzbetonschale, etwa 4 m hinter der Ortsburst (bei $x = -4$ m), wird in etwa dasselbe Spannungsniveau erreicht wie in den Abbildungen 2 bzw. 6, d.h. auf die Spritzbetonschale wirkt eine Auflast in Höhe von etwa 60 % bis 70 % einer nach dem Verfahren von Terzaghi und Houska ermittelten Tunnellast.

Eine Betrachtung der Spannungen des unter Element 395182 liegenden Elements 395183 zeigt, dass dessen Spannung beinahe exakt dem Verlauf des darüberliegenden Elements entspricht. In der nachfolgenden Abbildung ist die Spannungsdifferenz der beiden Elemente dargestellt. Sie zeigt einen kaum von „0“ verschiedenen Spannungsverlauf.

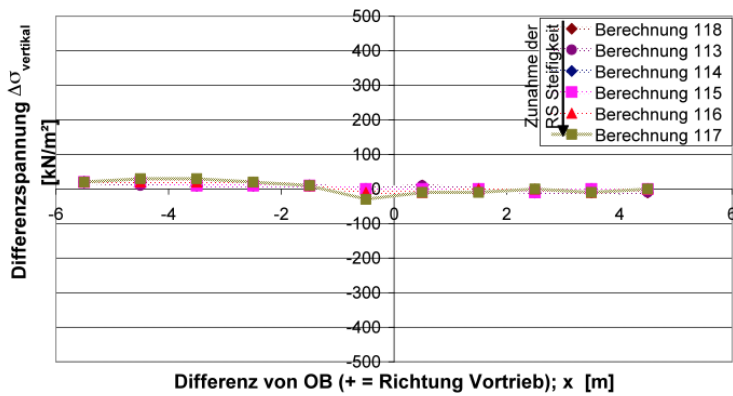


Abbildung 8: Differenzspannung Element 385182 zu Element 395183

Die Elemente zwischen den Rohrschirmen tragen folglich keine Spannungsdifferenz auf die Rohre auf. Die Belastung der Rohre erfolgt aus den direkt am Rohr liegenden Elementen.

Lastermittlung für ein Rohr

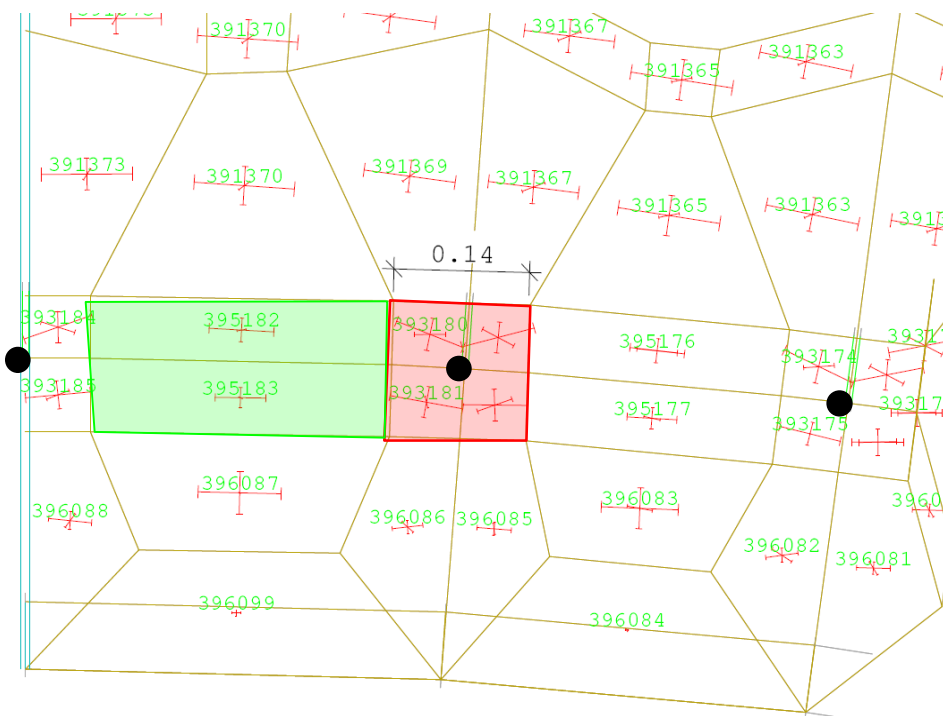


Abbildung 9: Elemente um Rohr 2 mit Hauptspannungsvektoren, LF18, Ber. Nr. 118, Schnitt im Abschlag

In der oben dargestellten Abbildung sind die Hauptspannungsvektoren der Elemente um das Rohr 2 dargestellt. Deutlich erkennbar ist, dass die Hauptspannungen der das Rohr direkt umgebenden Elemente zum Rohrknoten geneigt sind. Die Hauptspannungen der zwischen den Rohren liegenden Elemente (EL 395182 und EL 395183) hingegen sind nicht bzw. kaum geneigt. Es kann somit gezeigt werden, dass sich die Spannungen der Elemente zwischen den Rohren aufheben. Zusammen mit den auf das Rohr gerichteten Hauptspannungen, bleibt nur der Schluss, dass die das Rohr umgebenden Elemente ihre Vertikalspannungsdifferenz auf den Rohrknotten abgeben – mit anderen Worten:

Die Lasteinzugsbreite für die in Abbildung 6 ermittelte Last bzw. Spannung entspricht der Breite der beiden Elemente, die das Rohr umgeben. Diese verringerte Lasteinzugsbreite wird im Folgenden a' genannt. Sie kann aus der obigen Darstellung entnommen werden:

$$a' = 0,14 \text{ m}$$

Mit der Lasteinzugsbreite ergibt sich die Belastung eines Rohres entsprechend Abbildung 6 wie folgt: Die Rohrlast für ein Rohr entspricht der Differenzlast multipliziert mit der Einflussbreite des Rohres. Die sich ergebenden Kurven sind in den Abbildungen 10 bis 12 dargestellt.

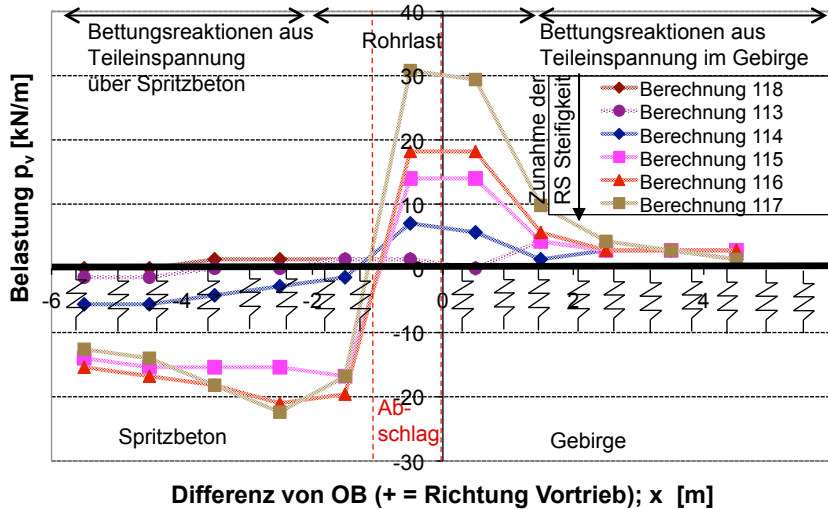


Abbildung 10: Rohrlast p_v [kN/m] für Ber. Nr. 113 bis 117, BVG 1, QS2, $h_{\bar{u}} = 23\text{m}$

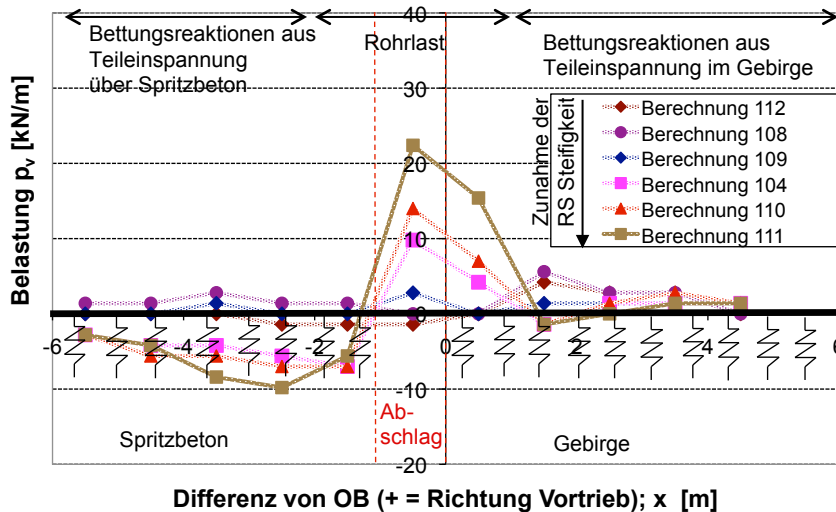


Abbildung 11: Rohrlast p_v [kN/m] für Ber. Nr. 108 bis 112, BVG 2, QS2, $h_{\bar{u}} = 23\text{m}$

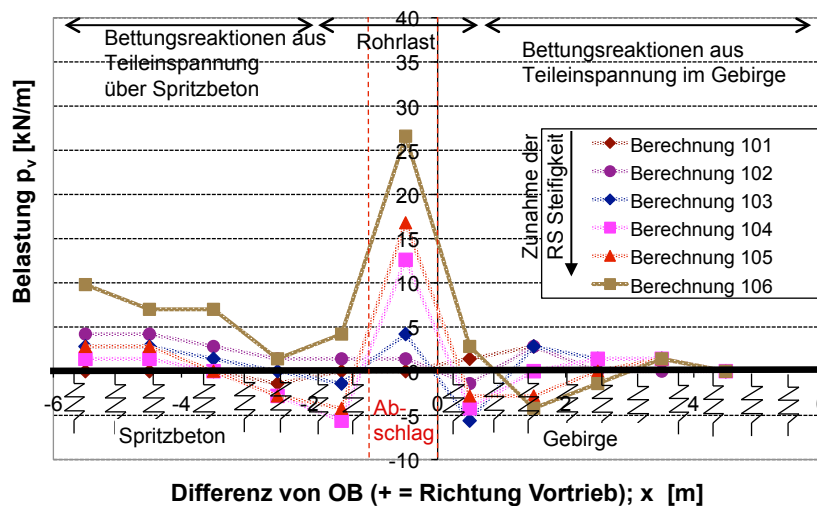


Abbildung 12: Rohrlast p_v [kN/m] Ber. Nr. 101 bis 106, BVG 3, QS2, $h_{\bar{u}} = 23$ m

Aus den dargestellten Rohrlastverteilungen werden vereinfachte Lastfiguren abgeleitet (s. Abbildung 6.6 bis 6.8 und 6.15 bis 6.17 Kapitel 6). Die Lastfiguren sind für jede der drei Bodenvergleichsgruppen anders. Als variabel wird die maximale Lastordinate $p_{v,max}$ der Lastfiguren betrachtet.

Sie ist abhängig von den Gebirgsparametern (Wichte, Steifigkeitsmodul) und der Schirmsteifigkeit.

Um die maximale Lastordinate $p_{v,max}$ für die unterschiedlichen Randbedingungen abschätzen zu können, werden die FE-Berechnungen Nr. 100 bis 200 ausgewertet. Die Auswertung der Daten aus der FE-Berechnung ist in Anlage 6 enthalten.

Ähnlich wie in Kapitel 5 wird die Rohrschirmast $p_{v,max,ROH}$ in Abhängigkeit der Überdeckung für die 3 Bodengruppen und Querschnittsgrößen angegeben. Sie kann aus den Abbildungen 13 - 15 ermittelt werden.

Über Multiplikatoren kann die Last an die Variationsparameter angepasst werden.

$$p_{v,max} = p_{v,max,ROH} \cdot f(\gamma) \cdot f(E_s) \cdot f(EI) \quad [\text{kN/m}]$$

Hierbei gehen als Multiplikatoren folgende Korrekturbeiwerte ein:

- Die Wichte des Gebirges $f(\gamma)$ - in guter Näherung durch den Term $f(\gamma) = \gamma / (19 \text{ kN/m}^3)$ ersetzbar (vgl. Abb. 16),
- der Steifemodul des Gebirges $f(E_s)$ (vgl. Abb. 17) und
- die Steifigkeit des Rohrschirms $f(EI)$ (vgl. Abb. 18).

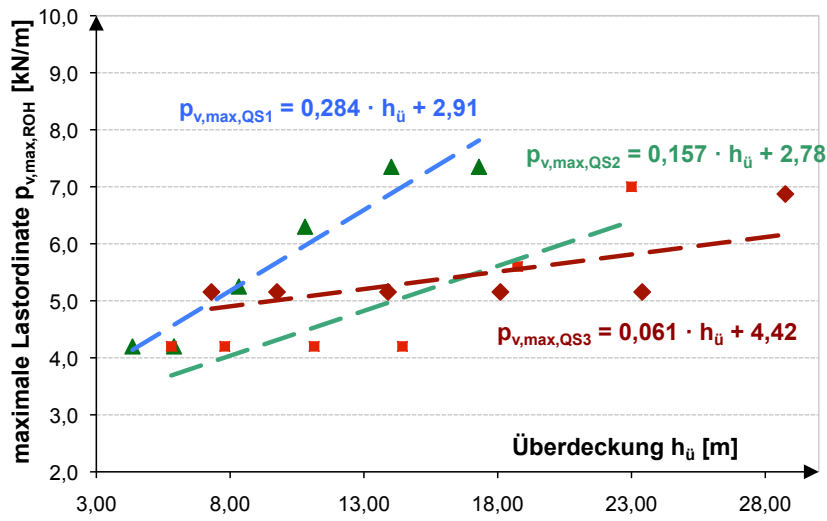


Abbildung 13: Rohwert der maximale Lastordinate $p_{v,max,ROH}$ [kN/m] für BVG 1, Modell 2.1, 2.1a, 2.1b

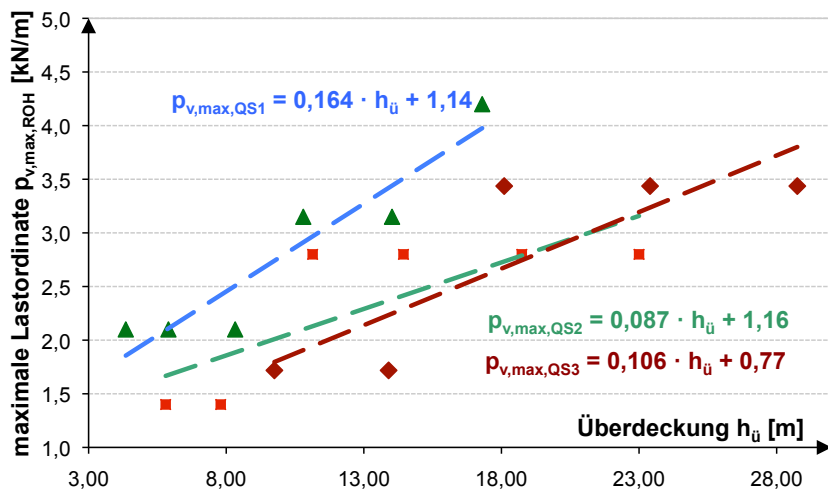


Abbildung 14: Rohwert der maximale Lastordinate $p_{v,max,ROH}$ [kN/m] für BVG 2, Modell 2.2, 2.2a, 2.2b

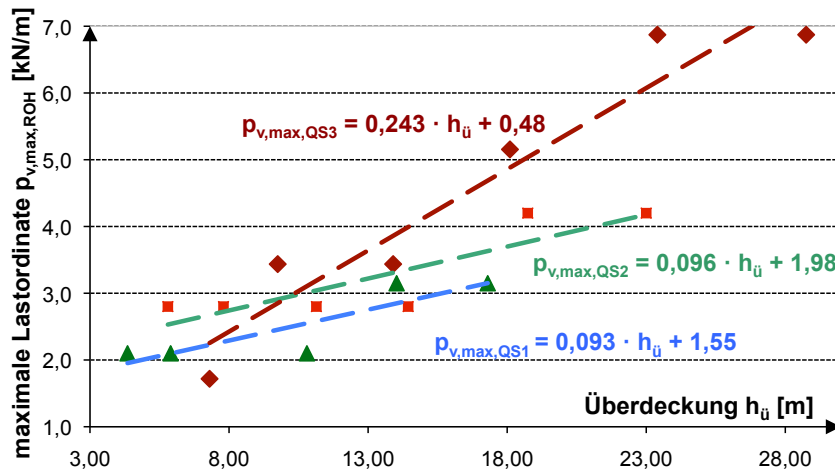


Abbildung 15: Rohwert der maximale Lastordinate $p_{v,max,ROH}$ [kN/m] für BVG 3, Modell 2.3, 2.3a, 2.3b

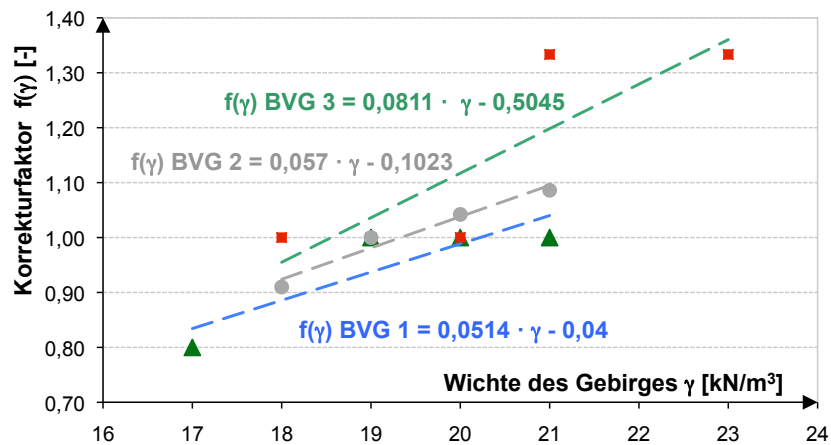


Abbildung.16: Diagramm zur Bestimmung von $f(\gamma)$ mit Interpolationsfunktionen

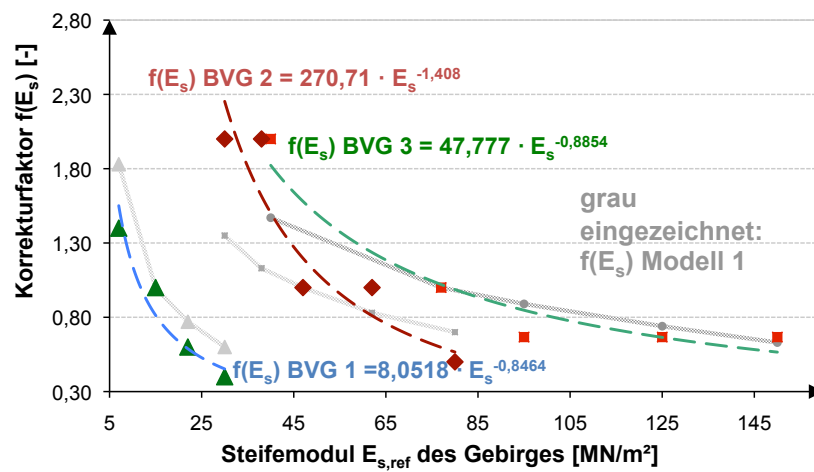


Abbildung.17: Diagramm zur Bestimmung von $f(E_s)$ mit Interpolationsfunktionen

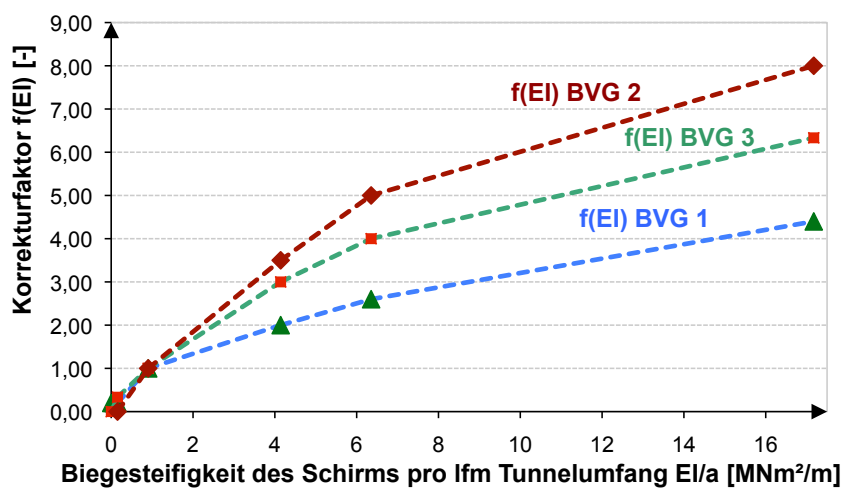


Abbildung.18: Diagramm zur Bestimmung von $f(EI)$

Anlage 11: Sensitivitätsanalyse zur Querdehnzahl

Um den Einfluss der Querdehnzahl zu überprüfen werden sechs Berechnungen durchgeführt und hinsichtlich ihrer Auswirkungen auf den Rohrschirm untersucht.

Die Berechnungen erfolgen am Querschnitt QS2 bei einer Überlagerungshöhe von $h_{\bar{u}} = 23,0$ m. Alle 3 Bodenvergleichsgruppen werden untersucht. Die Querdehnzahl wird in den Berechnungen einmal entsprechend Gleichung Gl. 3-4 aus Kapitel 3 ermittelt [Berechnungsreihe n] und in den Vergleichsrechnung im Wertebereich zwischen 0,2 und 0,3 angeschätzt [Berechnungsreihe n_i].

Tabelle 1: Sensitivitätsanalyse zur Querdehnzahl

Berechnungen zur Sensitivitätsanalyse Querdehnzahl (QS2, $h_{\bar{u}}=23,0$ m, $d_N=88$ mm)				
Berechnungs-NR.	Boden-gruppe	Steifemodul $E_{s,ref}$	Querdehnzahl μ	Ermittlung μ
103	3	77 MN/m ²	0,299	Gl. 3-4
103 _i	3	77 MN/m ²	0,220	geschätzt zwischen 0,2 und 0,3
108	2	47 MN/m ²	0,333	Gl. 3-4
108 _i	2	47 MN/m ²	0,240	geschätzt zwischen 0,2 und 0,3
114	1	15 MN/m ²	0,366	Gl. 3-4
114 _i	1	15 MN/m ²	0,260	geschätzt zwischen 0,2 und 0,3

Die Berechnungsreihen werden hinsichtlich der für diese Betrachtung wichtigen Parameter (maximale Rohrschnittgrößen und Verformungen) ausgewertet.

Die Ergebnisse der Auswertung werden nachfolgend in Form von Grafiken dargestellt:

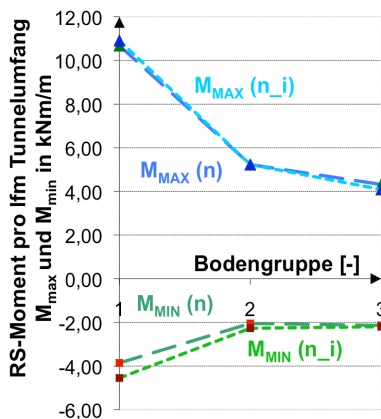


Abbildung 1: max. und min. Momente im RS bei Variation der Querdehnzahl

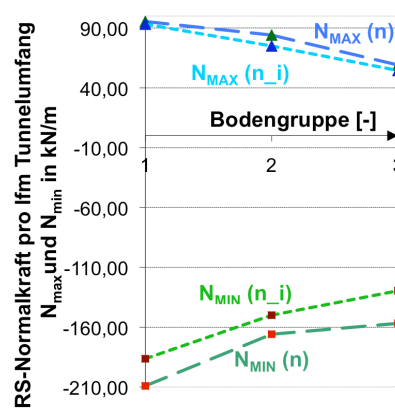


Abbildung 2: max. und min. Normalkräfte im RS bei Variation der Querdehnzahl

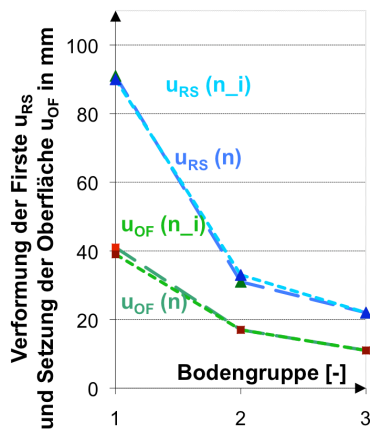


Abbildung 3: max. (vertikale) Verformung von RS Oberfläche bei Variation der Querdehnzahl

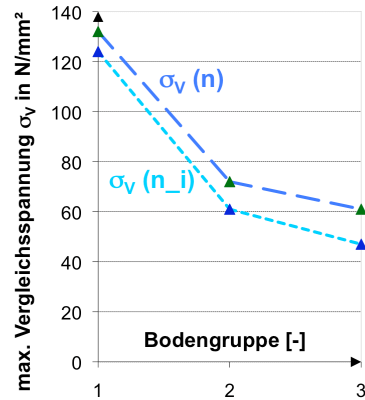


Abbildung 4: max. Vergleichsspannung der Rohre bei Variation der Querdehnzahl

Während die Maxima der Biegemomente und die maximale Rohrschirmnormalkraft (Zugkraft) bei variiertem Querdehnzahl kaum voneinander abweichen, zeigt die Berechnung mit geschätzter d.h. niedrigerer Querdehnzahl eine um etwa 10 % verringerte Druckkraft in den Rohren (vgl. Abbildungen 1 und 2).

Die Veränderung der Druckkraft im Rohr deutet darauf hin, dass die Verformung der Ortsbrust proportional von der Querdehnzahl abhängt.

Die in Abbildung 3 dargestellten Ergebnisse der Verformungen zeigen nur geringe Unterschiede.

Schließlich sind in Abbildung 4 die betragsmäßig größten Vergleichsspannungen der Rohre abgetragen (diese wurden im Nachgang zur eigentlichen FE-Berechnung mit dem Bemessungsmodul AQB des Programmpakets SOFiSTiK ausgewertet). Die dargestellten Kurven differieren um bis zu 15 %, wobei Reihe n die höheren, d.h. im Sinne einer Bemessung konservativeren Ergebnisse zeigt.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass die beiden Berechnungsreihen n und n_i kaum voneinander abweichende Resultate ergeben. Die mit Gleichung Gl. 3-4 aus Kapitel 3 ermittelten Querdehnzahlen liefern ein im Sinne einer Rohrschirmbemessung geringfügig konservativeres Ergebnis.

Anlage 12: Skizzen und Vergleichsrechnungen zu Vorbereitung und Ablauf einer Messung an Rohrschirmrohren

Vorbereitung und Ablauf der Messung mit MessGEWI:

Vorbereitung der zu messenden RS-Rohre

RS-Rohrschüsse der letzten 6m (d.h. 3 Rohrschüsse bei 2m Schusslängen) mit eingefrästen Rillen auf der Rohrinenseite zur Verbesserung des Verbundes versehen.



Vorbereitung MessGEWI

- 4m langen GEWI $\varnothing 32\text{mm}$ mit DMS auf Ober- und Unterseite versehen. Anzahl der DMS Messstellen auf Kabelpaketdicke abstimmen - 4 Messstellen wenn möglich.
- Abstand der Messstellen entspricht Abschlagslänge; Abstand der ersten Messstelle zum GEWI-Ende entspricht halber Abschlagslänge.
- Abstandshalter aufziehen.
- Setzhilfe (Stange am GEWI-Ende) zur Markierung der GEWI-Oberseite anschweißen.

Abbildung 1: Vorbereitung der zu messenden Rohrschüsse und des MessGEWI's

Freispülen des verpressten Rohres

- Rohr eingebohrt; die vorderen 6m des Rohres sind innenseitig mit Rillen zur Verbesserung des Kraftschlusses versehen
- Gebirge + Rohrüberschnitt mit Zementsuspension verpresst (Packer)
- Freispülen der vorderen 5m mit Hilfe einer Spüllanze



Einbringen des MessGEWIs

- GEWI mit geschützten DMS präpariert
- Abstandshalter
- Setzhilfe zur Markierung der GEWI-Oberseite



Verfüllen des Rohres

- Kraftschluss der freigespülten Bereiche durch Verfüllen
- hierzu Anker- oder Injektionsmörtel (z.B. Pagel) verwenden
- Anschließen der Messkabel



Abbildung 2: Einbau des MessGEWI's



Abbildung 3: MessGEWI eingebaut im RS-Rohr

Nachrechnung der Biegemomentenverteilung, zugehörig zur von VOLKMANN (2004) veröffentlichten Rohrschirmbiegelinie des „Trojanertunnels“, Ergebnisplots:

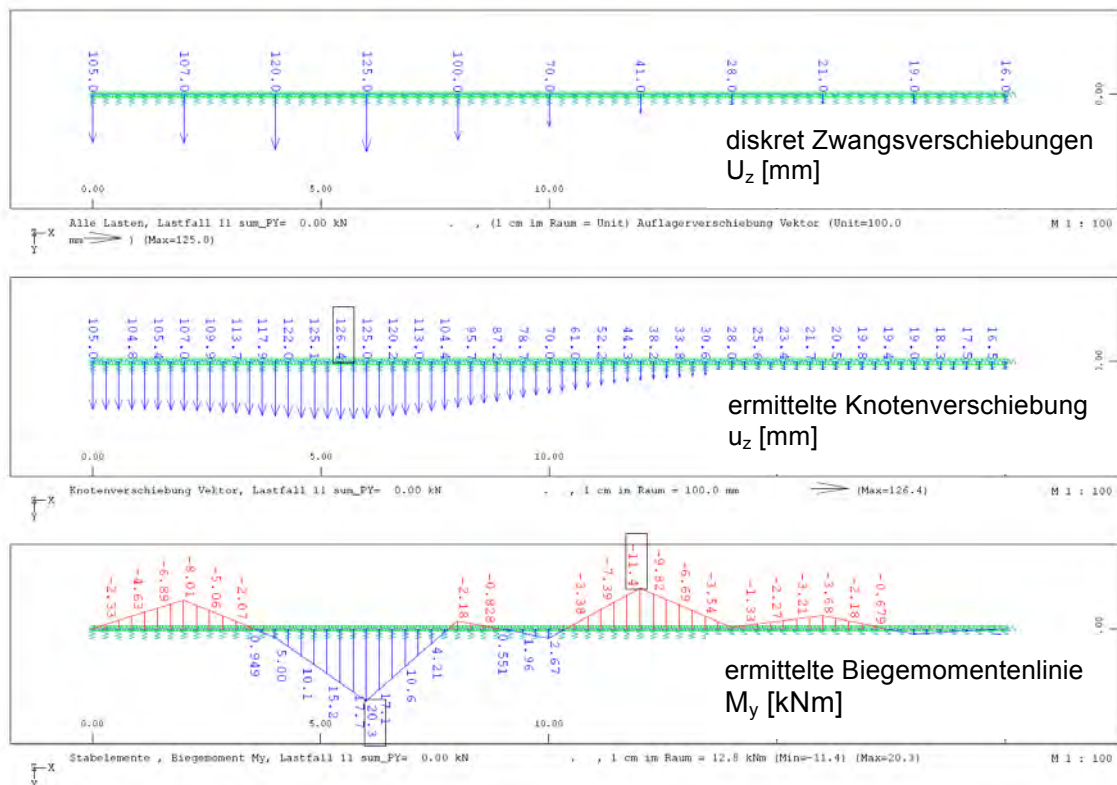
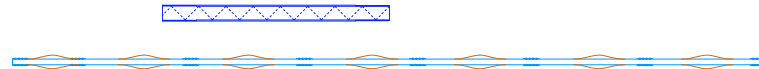


Abbildung 4: Nachrechnung einer von VOLKMANN veröffentlichten Biegelinie (s. VOLKMANN (2004) Figure 5, S. 5, Verformung nach 10 Aushubschritten) mit dem elastisch gebetteten Träger

Vorbereitung und Ablauf der Messung mit Inklinometer und Gleitmikrometer:

Vorbereitung der zu messenden RS-Rohre

RS-Rohrschüsse der letzten 8m (d.h. 4 Rohrschüsse bei 2m Schusslängen) mit eingefrästen Rillen auf der Rohrinneenseite zur Verbesserung des Verbundes versehen.



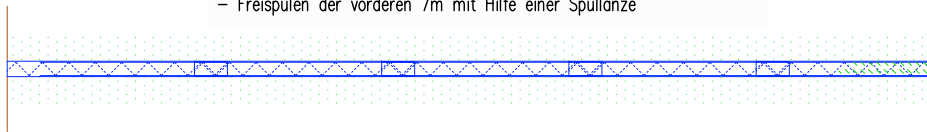
Vorbereitung Messrohr

- 6,5m langes Messrohr mit 8 Metallmanschetten zur spätern Fixierung von Gleitmikrometer und Inklinometer bzw. für temp. Verschlusskappen im Regelabstand von 1m – vorne 0,5m Distanz zum Rohranfang;
- Kappenverschlüsse am Anfang und am Ende, der vordere Verschluss ist nach Rohrinstallation abnehmbar;
- Abstandshalter aufziehen.

Abbildung 5: Vorbereitung der zu messenden Rohrschüsse und des Messrohres

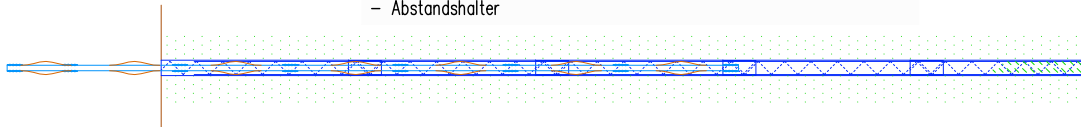
Freispülen des verpressten Rohres

- Rohr eingebohrt; die vorderen 8m des Rohres sind innenseitig mit Rillen zur Verbesserung des Kraftschlusses versehen
- Gebirge + Rohrüberschnitt mit Zementsuspension verpresst (Packer)
- Freispülen der vorderen 7m mit Hilfe einer Spüllanze



Einbringen des Messrohrs

- Messrohr mit Kappen vorne und hinten verschlossen
- Abstandshalter



Verfüllen des Rohres

- Kraftschluss der freigespülten Bereiche durch Verfüllen
- hierzu Anker- oder Injektionsmörtel (z.B. Pagel) verwenden
- nach Verfüllen vordere Schutzkappe des Messrohrs abnehmen

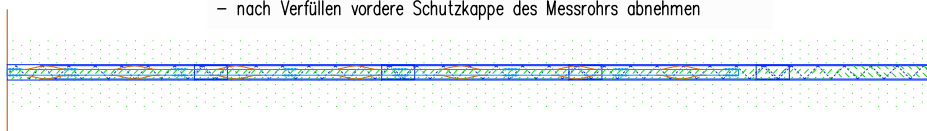


Abbildung 6: Einbau des Messrohres

Beispielrechnung zur Genauigkeit des Gleitmikrometers und des Inklinometers

Für einen Rohrquerschnitt d_N 140 mm werden beim Tunnelquerschnitt QS2 mit einer Überdeckung von 23 m maximale Normalkraftbeträge von etwa $INI = 80 \dots 100$ kN in den durchgeführten FE-Berechnungen ermittelt. Die geringsten maximalen Normalkraftbeträge (bei Überlagerung von etwa 5 - 6 m und Tunneldurchmesser QS1) liegen bei etwa $INI = 20$ kN.

Die Genauigkeit des Gleitmikrometers liegt bei ca. $\Delta\varepsilon = +/-0,002$ mm/m (vgl. z.B.: www.solexpert.com). Bei einer Dehnsteifigkeit des Rohres d_N 140 mm von $EA = 857,65$ MN entspricht die Messgenauigkeit damit einem Differenzbetrag der Normalkraft von:

$$\Delta N = \Delta\varepsilon \cdot EA = 2 \cdot 10^{-6} \cdot 857,65 \cdot 10^3 = 1,72 \text{ [kN]}$$

Je nach Überlagerungshöhe beträgt der relative Fehler damit etwa $r(N) = 9 \%$... 2% .

Für die Inklinometermessung kann nach Herstellerangaben etwa eine Genauigkeit von $\Delta\kappa = 0,1$ mm/m zugrunde gelegt werden. Für das Rohr d_N 140 mm ergibt sich ohne Berücksichtigung einer eventuell mittragenden, ringförmigen Zementsteinverfüllung eine Biegesteifigkeit von $EI = 1,82$ MNm². Hieraus kann das Differenzmoment wie folgt ermittelt werden:

$$\Delta M = \Delta\kappa \cdot EI = 1 \cdot 10^{-4} \cdot 1,82 \cdot 10^3 = 0,18 \text{ [kNm]}$$

Die zu messenden Biegemomente hängen stark von der Größe der Überlagerung und den anderen, schon bei der Normalkraft erwähnten Einflussfaktoren ab.

Für einen Rohrquerschnitt d_N 140 mm werden beim Tunnelquerschnitt QS2 bei einer Überdeckung von 23 m maximale Biegemomentenbeträge von $IMI = 5 \dots 16$ kNm in den durchgeführten FE-Berechnungen ermittelt. Die geringsten maximalen Momente (bei Überlagerung von etwa 5 – 6 m und Tunneldurchmesser QS1) liegen bei etwa $IMI = 0,7$ kNm.

Der relative Fehler liegt maximal bei $r(M) = 25 \%$ und minimal bei etwa $r(M) = 1 \%$.