

Lehrstuhl und Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik  
und Tunnelbau der Technischen Universität München  
(Prof. Dr.-Ing. Norbert Vogt)

## Habilitationsschrift

# Oberflächensetzungen beim Tunnelvortrieb im Lockergestein - Prognose, Messung und Beeinflussung

vorgelegt der Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen  
der Technischen Universität München

von

**Dr.-Ing. Jochen Fillibeck**

## **Vorwort des Herausgebers**

Beim Tunnelbau im Lockergestein, vor allen in innerstädtischen Bereichen, wo für den öffentlichen Personennahverkehr weltweit sehr viele Tunnel gebaut werden, sind unvermeidbar entstehende Verformungen für die oberirdische Bebauung von zentraler Bedeutung. Schon bei der Tunnelplanung muss geprüft werden, ob die geplanten Bauverfahren mit hinreichend geringen Verformungen ausgeführt werden können oder ob alternative Bauverfahren oder Zusatzmaßnahmen erforderlich werden.

Die Stadt München hat im weltweiten Vergleich eine Spitzenstellung hinsichtlich der Dichte des U-Bahn- und S-Bahn-Netzes, für welches mehr als 100 km Tunnel aufgefahren worden sind. Baugrundverhältnisse wie in München mit Kiesen, Sanden, Schluffen und Tonen des Quartärs und des Tertiärs treten an vielen Stellen der Erdoberfläche auf und sind nicht außergewöhnlich. Der Lehrstuhl und das Prüfamnt für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau haben den Tunnelbau in München von Anfang an technisch und wissenschaftlich begleitet. Im Archiv des Zentrum Geotechnik sind Hunderte von Messquerschnitten mit systematischen Messungen der Verformungen an der Geländeoberfläche und an Bauwerken in der Nachbarschaft von Tunneltrassen enthalten. Nicht zuletzt mit dem geplanten Bau der 2. S-Bahn-Stammstrecke unter München hindurch sind lokal weitere Tunnelbauvorhaben in Vorbereitung, für welche Verformungsfragen betroffener Nachbarn von erheblicher Bedeutung sind. Seit mehr als einem Jahrzehnt hat Herr Dr. Fillibeck die Bearbeitung der entsprechenden Projekte am Prüfamnt geleitet. Darüber hinaus hat er Daten und Verformungsmessungen von anderen Tunneln in Lockergesteinen gezielt gesammelt. In einer Vielzahl von Diplom- und Masterarbeiten am Münchner Institut ist den Verformungsfragen systematisch nachgegangen worden. In der vorliegenden Arbeit wird aufgezeigt, wie für künftige Projekte die zu erwartenden Verformungen im Umfeld von Tunnelbauten im Lockergestein auf Basis der vorliegenden Messdaten und mit aktuell verfügbaren numerischen Methoden sicher und zielgerichtet geklärt werden können.

Die Arbeit soll auch – mit farbigen Bildern – im Internet zugänglich gemacht werden.

München, im Januar 2012

## Danksagung

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Zentrum Geotechnik der TU München. Sie ist eng verknüpft mit Fragestellungen, denen ich während meiner Projektstätigkeiten im Rahmen projektbegleitender Forschungen nachging.

Mein ganz besonderer Dank gilt dem Vorsitzenden des Fachmentorats Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. Norbert Vogt, der zum einen die Voraussetzungen dafür geschaffen hat, dass Projekt- und Forschungstätigkeiten rund um den Tunnelbau in der nunmehr vorliegenden intensiven Art und Weise am Zentrum Geotechnik durchgeführt werden können. Zum anderen danke ich für die vielen jederzeit anregenden und hilfreichen Diskussionen im Zuge meiner Habilitation wie auch der täglichen Projektbearbeitung, das entgegengebrachte Vertrauen und die stets motivierenden Worte, ohne die ich die Arbeit wahrscheinlich nicht zum Abschluss gebracht hätte.

Ganz herzlich möchte ich mich auch bei meinen beiden Fachmentoren Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. Wunderlich und Herrn Prof. Dr.-Ing. Kirschke für die Unterstützung bedanken, die durch Ihre kritische Durchsicht und konkreten Vorschläge die Arbeit an wesentlichen Stellen mit gestaltet haben.

In meinen Kollegen Herrn Dipl.-Ing. Höfle und Herrn Dr.-Ing. Pelz habe ich 2 Mitstreiter gefunden, die sich zusammen mit mir mit größtem Engagement und Interesse um Fragestellungen kümmerten, die in Teilen dieser Arbeit abgehandelt sind, aber auch zu Ihren eigenen Forschungsarbeiten führten bzw. noch führen werden. Für die großartige, im Sinne eines echten Teams gegenseitig befruchtende Zusammenarbeit, die uns über die Arbeit am Zentrum Geotechnik hinaus freundschaftlich verbunden hat, danke ich Euch ganz besonders. Ich möchte aber auch nicht vergessen, mich bei den Mitarbeitern und Diplomanden des Zentrum Geotechnik - und hier seien namentlich Herr Dipl.-Ing. Lachmann und Frau Dipl.-Ing. Geyer genannt - zu bedanken, die durch Ihre Unterstützung zum Gelingen dieser Arbeit beigetragen haben.

Zu guter Letzt danke ich herzlichst meinen Eltern, die mir meinen Ausbildungsweg ermöglichten sowie mir stets mit Rat und Tat beistehen und natürlich auch meiner lieben Frau Regine mit meinen Söhnen Johannes und Markus, die nicht nur akzeptierten, dass ich an vielen vielen Abenden und Wochenenden nur mit großen Einschränkungen für sie da sein konnte, sondern mich zusätzlich bei der Arbeit moralisch unterstützten.

München, den 15.12.2011

Jochen Fillibeck

## Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung .....	5
1.1	Intention.....	5
2	Vortriebsweisen .....	7
2.1	Schildvortriebe.....	7
2.2	Spritzbetonbauweise für U-Bahn-Querschnitte .....	10
2.3	Große Querschnitte in Spritzbetonbauweise.....	13
3	Ursachen von Setzungen beim Tunnelvortrieb im Lockergestein.....	14
3.1	Schildvortrieb.....	14
3.2	Spritzbetonvortrieb .....	18
4	Neuerungen bei der Messung von Setzungen und Ortsbrustverformungen im Tunnelbau .....	19
4.1	Zielsetzung .....	19
4.2	Schlauchwaagenmessungen.....	20
4.2.1	Messsystem und Anwendung im Tunnelbau .....	20
4.2.2	Mögliche Messfehler .....	21
4.2.3	Anwendungsbeispiel: Erweiterung des Bahnhofs U6 Marienplatz in München .....	23
4.2.3.1	Das Bauvorhaben .....	23
4.2.3.2	Schlauchwaagenmessungen.....	24
4.2.3.3	Technische Anmerkungen zur Durchführung der Messungen.....	26
4.2.3.4	Messergebnisse und deren Beurteilung .....	27
4.3	Verformungsmessungen mit einer elektronischer Totalstation.....	30
4.3.1	Messsystem und Anwendung im Tunnelbau .....	30
4.3.2	Entwicklungen bei der Auswertung der Vermessungsdaten mit Totalstationen .....	31
4.4	Laserscanning .....	32
4.4.1	Messsystem und Anwendung im Tunnelbau .....	32
4.4.2	Anwendungsbeispiel: Erfassung flächenhafter Ortsbrustdeformationen bei der Stadtbahnlinie U6 Fasanenhof in Stuttgart .....	34
4.4.2.1	Motivation .....	34
4.4.2.2	Messkonzept und Ergebnisse.....	35
4.4.2.3	Bewertung der Messergebnisse .....	38
4.5	Datenmanagementsysteme.....	39
5	Mathematische Beschreibung der Setzungsmulden.....	42
5.1	Allgemeines .....	42
5.2	Quersetzungsmulde .....	43
5.3	Längssetzungsverlauf.....	45
6	Methodik der Auswertung .....	46
6.1	Quersetzungsmulde .....	46
6.2	Längssetzungsverlauf.....	49
6.3	Sensibilitätsanalyse zur Auswertung von Quersetzungsmulden .....	50
6.3.1	Allgemeines .....	50
6.3.2	Fehler bei der Messung und deren Auswirkung auf das Messergebnis .....	51
7	Entwicklung des empirischen Prognoseverfahrens nach Fillibeck für Quersetzungsmulden ..	55
7.1	Allgemeine Angaben zu den nachfolgenden Auswertungen .....	55
7.2	Ermittlung des Volume loss $VL_s$ .....	56

---

7.2.1	Literaturzusammenfassung.....	56
7.2.2	Auswertung Münchner Spritzbetonvortriebe.....	59
7.2.2.1	Geologische Verhältnisse .....	59
7.2.2.2	Details zu den ausgewerteten Münchner Spritzbetonvortrieben .....	61
7.2.2.3	Gegenseitige Beeinflussung der Tunnelröhren beim Parallelvortrieb.....	62
7.2.2.4	Volume loss beim U-Bahn-Streckenvortrieb ( $A \sim 40 \text{ m}^2$ ).....	67
7.2.2.5	Volume loss von in Teilausbrüchen aufgefahrenen Großquerschnitten .....	71
7.2.3	Übertragung der Ergebnisse auf Spritzbetonvortriebe unter anderen Randbedingungen .....	76
7.2.3.1	Allgemeines .....	76
7.2.3.2	Einfluss der Bodensteifigkeit auf den Volume loss .....	77
7.2.3.3	Einfluss der Scherfestigkeit auf den Volume loss.....	81
7.2.3.4	Zeitliche Einflüsse auf den Volume loss .....	83
7.2.4	Volume loss beim Schildvortrieb.....	83
7.3	Ermittlung des Wendepunktabstands $i$ .....	86
7.3.1	Literaturzusammenfassung.....	86
7.3.2	Auswertung von Münchner Spritzbetonvortrieben .....	89
7.3.3	Übertragung der Ergebnisse auf andere Untergrundverhältnisse.....	91
7.4	Längssetzungsverlauf.....	94
7.5	Zusammenstellung der Ergebnisse und Angaben zur Wahl von $VL_s$ und $i$ .....	97
7.6	Kriterien zur Beurteilung des Schadenspotenzials von Setzungsmulden.....	99
7.6.1	Allgemeines .....	99
7.6.2	Verfahren nach Burland .....	99
7.6.3	Verfahren nach Kramer.....	101
7.7	Anwendungsbeispiel.....	102
8	Finite-Element-Berechnungen zur Ermittlung von Setzungen im Tunnelbau .....	105
8.1	Problemstellung und Gliederung .....	105
8.2	Neuere Entwicklungen bei der Simulation des Baugrunds mit der FE-Methode .....	107
8.2.1	Elastoplastische Stoffmodelle mit Verfestigung .....	107
8.2.1.1	Derzeitiger Entwicklungsstand.....	107
8.2.1.2	Theoretische Grundlagen .....	108
8.2.1.3	Versuchstechnische Ermittlung der spannungsabhängigen Steifigkeit .....	112
8.2.2	Berücksichtigung des Seitendruckbeiwerts .....	115
8.2.2.1	Zusammenhang zwischen Seitendruckbeiwert und Überkonsolidation.....	115
8.2.2.2	Laborversuche zur Ermittlung der maximalen geologischen Vorbelastung.....	118
8.2.2.3	Versuchstechnische Ermittlung des Seitendruckbeiwerts überkonsolidierter Böden .....	122
8.2.3	Berücksichtigung der Steifigkeitserhöhung bei kleinen Dehnungen (small strain stiffness).....	127
8.2.3.1	Theoretische Grundlagen .....	127
8.2.3.2	Literaturangaben zur Ermittlung von $G_0$ und $\gamma_{0,7}$ .....	129
8.2.3.3	Versuchstechnische Ermittlung des Schubmoduls $G_0$ .....	131
8.2.4	Berücksichtigung teildränkter Zustände anhand der Konsolidationstheorie .....	133
8.2.5	Programmtechnische Umsetzung der Erkenntnisse und Zusammenstellung der Eingangsgrößen für nachfolgende Berechnungen .....	136

---

8.2.6	Resumee zur versuchstechnischen Ermittlung von Eingangsgrößen für höherwertige Stoffmodelle .....	138
8.3	Verfahren zur Berechnung von Setzungen im Tunnelbau mit der FE-Methode .....	138
8.3.1	Überblick .....	138
8.3.2	2D-FE-Berechnungen .....	139
8.3.2.1	Teillastverfahren ( $\beta$ -Verfahren) .....	140
8.3.2.2	Stützlastverfahren ( $\alpha$ -Verfahren) .....	141
8.3.2.3	Volume loss-Verfahren (gap-Verfahren, Kontraktionsverfahren) .....	142
8.3.3	3D-FE-Berechnungen .....	142
8.3.4	4D-FE-Berechnung .....	146
8.3.5	Zur Wahl der Netzgröße bei 2D- und 3D-Berechnungen .....	146
8.4	Vergleich zwischen Berechnungen und Messergebnissen .....	147
8.4.1	Randbedingungen für die Vergleichsberechnungen .....	147
8.4.2	Einfluss des Seitendruckbeiwerts und des Stoffmodells .....	148
8.4.3	2D-FE-Berechnungen .....	152
8.4.3.1	Rückrechnung von Münchner Spritzbetonvortrieben .....	152
8.4.3.2	Abhängigkeit zwischen $VL_s$ und $\beta$ bzw. $VL_t$ .....	153
8.4.4	3D-FE-Berechnung .....	157
8.4.4.1	Rückrechnung von Münchner Spritzbetonvortrieben .....	157
8.4.4.2	Vergleich zwischen 2D- und 3D-FE-Berechnungen von Spritzbetonvortrieben .....	161
8.4.4.3	Vereinfachtes Verfahren zur Modellierung von Spritzbetonvortrieben für Setzungsberechnungen .....	161
8.4.5	4D-FE-Berechnung .....	164
8.4.5.1	Allgemeines .....	164
8.4.5.2	Berechnungsmodell .....	164
8.4.5.3	Erste Berechnungsergebnisse .....	166
8.5	Zusammenfassung zur Berechnung von Setzungen mit der FE-Methode .....	170
9	Maßnahmen zur Reduzierung von Setzungen im Tunnelbau .....	172
9.1	Gliederung .....	172
9.2	Vereisungsschirm .....	173
9.2.1	Verfahren und Anwendungsgrenzen .....	173
9.2.2	Frosthebungen .....	177
9.2.3	Anwendungsbeispiel: Bahnsteigerweiterung der U6 unter dem Münchner Rathaus .....	179
9.2.3.1	Baumaßnahme .....	179
9.2.3.2	Maßnahmen zur Reduzierung der Frosthebungen .....	180
9.2.3.3	Tragwirkung des Vereisungsschirms .....	182
9.3	Injektionsschirm .....	183
9.3.1	Injektion: Verfahren und Anwendungsgrenzen .....	183
9.3.2	Anwendungsbeispiel: U-Bahn-Los U3 Nord 1, Vortrieb O2 in München - Injektion von GOK und vom Tunnel aus .....	185
9.4	Düsenstrahlschirm .....	188
9.4.1	Verfahren und Anwendungsgrenzen .....	188
9.4.2	Anwendungsbeispiel: U-Bahn-Los U3 Nord 1, Vortrieb W3 / W4 - Düsenstrahlverfahren vom Tunnel aus .....	190
9.4.2.1	Beschreibung des Vortriebs .....	190

9.4.2.2	Verformungen bei der Herstellung des Düsenstrahlschirms.....	191
9.4.2.3	Setzungen beim Vortrieb des Großquerschnitts W3 / W4 .....	193
9.5	Vergleichsberechnungen zur Tragwirkung von Düsenstrahl- und Injektionsschirmen ..	195
9.5.1	Allgemeines .....	195
9.5.2	Beschreibung des untersuchten Modells .....	195
9.5.3	Tragwirkung des plattenartig ausgebildete Schirmgewölbe.....	199
9.5.4	Tragwirkung des bogenartig ausgebildeten Schirmgewölbes.....	203
9.5.5	Vergleich zwischen plattenartig und bogenartig ausgebildetem Schirmgewölbe.....	206
9.6	Rohrschirm .....	207
9.6.1	Verfahren und Anwendungsgrenzen .....	207
9.6.2	Tragwirkung und Möglichkeiten zur Reduzierung von Oberflächensetzungen .....	209
9.6.3	Anwendungsbeispiel: U-Bahn-Los U3 Nord 1, Vortrieb W1, Gebäudeunterfahrung im Schutze eines Rohrschirms .....	211
9.7	Hebungsinjektion .....	214
9.8	Zusammenfassung und Wertung von Verfahren zur Reduzierung von Setzungen.....	215
10	Zusammenfassung und Ausblick .....	218
11	Schrifttum .....	221

## 1 Einleitung

### 1.1 Intention

Mit steigenden Anforderungen an Planung, Genehmigung und Ausschreibung von Tunnelbauprojekten wird es immer wichtiger, dass Tunnelbauwerke vorab bemessen und deren Auswirkungen gegenüber Dritten prognostiziert werden. Ein Paradebeispiel hierfür ist der innerstädtische Tunnelbau im Lockergestein, wo heutzutage im Vorfeld zwingend zu klären ist, welche Verformungen über dem Tunnel auftreten, ob diese Verformungen für darüber liegende Bauwerke schädlich sind und ob gegebenenfalls Zusatzmaßnahmen zur Reduzierung der Verformungen erforderlich sind. Diese Thematik wird im Rahmen der hier vorliegenden Arbeit behandelt.

Die Prognose von Verformungen oberhalb des Tunnels kann durch die Auswertung von Erfahrungen und Messungen aus vorangegangenen Tunnelbauprojekten - der empirischen Prognose - oder aber durch numerische Berechnungen erfolgen.

Die Empirie, also die auf Beobachtungen beruhende Erfahrung, stand im Tunnelbau bis vor kurzem nicht nur bei der Verformungsermittlung, sondern auch überhaupt bei der Wahl der Sicherungsmethoden und der Vortriebsgestaltung im Vordergrund. Dies ist unter anderem dadurch bedingt, dass Tunnel in einem Medium, dem Gebirge, erstellt werden, welches meist nicht im Detail erkundet werden kann und welches den Tunnel einerseits belastet und andererseits zur Lastabtragung mit herangezogen wird. Diese komplexe Situation ließ sich bis vor kurzem nur sehr grob angenähert rechnerisch erfassen. Allerdings besteht, was die Ermittlung von Verformungen im Tunnelbau betrifft, auch hinsichtlich der empirischen Prognose ein Defizit. Es werden zwar immer wieder Messergebnisse einzelner Tunnelbauprojekte veröffentlicht, allerdings sind diese aufgrund unterschiedlicher Randbedingungen der Vortriebe nur bedingt miteinander vergleichbar. Ausführliche Untersuchungen, in denen systematisch Oberflächensatzmessungen und deren Randbedingungen zusammengestellt und miteinander verglichen werden, liegen bisher nicht vor.

Seit ihrer ersten Anwendung in den sechziger Jahren hat die numerische Berechnungsmethode eine enorme Entwicklung erfahren und ist auch aus dem Tunnelbau nicht mehr wegzudenken. Dank zunehmender Rechnerkapazitäten, verbesserten Simulationsmöglichkeiten und immer benutzerfreundlicheren Programmen werden numerische Berechnungen - und hier insbesondere Finite-Element-Berechnungen - heutzutage wohl bei jeder Tunnelplanung angewendet. Allerdings ist zu berücksichtigen, dass numerische Berechnungen tunnelbauspezifische Eingangsgrößen erfordern, die das Ergebnis stark beeinflussen können und die einzugrenzen sind, will man nicht eine unpraktikabel große Bandbreite an Berechnungsergebnissen erhalten.

Nachfolgend wird die Meinung vertreten, dass für den erfolgreichen Tunnelbau sowohl die Berücksichtigung von Erfahrungswerten als auch numerische Berechnungen gleichermaßen wichtig sind. Der große Vorteil der numerischen Berechnung besteht darin, dass der Einfluss verschiedener Randbedingungen durch Vergleichsberechnungen überprüft und das Ergebnis gegenüber Dritten nachvollziehbar darstellbar ist. Hierzu liegen bei komplexeren Sachverhalten häufig nicht ausreichende Erfahrungswerte vor. Andererseits ist es zwingend erforderlich zu wissen, wo die Grenzen



der Berechnungen liegen. Dies setzt eine genaue Kenntnis der Berechnungsverfahren aber auch den permanenten Abgleich mit Erfahrungswerten wie beispielsweise Messungen und Rückrechnungen voraus. Es wäre also geradezu fatal, wenn mit steigenden Möglichkeiten, die die Berechnungen bieten, die praktischen Erfahrungen zunehmend außer Acht gelassen würden.

Die nachfolgende Arbeit zur Prognose von Setzungen beim Lockergesteinstunnelbau steht unter der Prämisse, beide Aspekte, die Erfahrung aus früheren Projekten wie auch die numerische Berechnung, gleichermaßen zu berücksichtigen. Sie besitzt 4 Schwerpunkte:

In den Abschnitten 2 bis 4 wird nach einer kurzen einleitenden Beschreibung zu Tunnelvortrieben und den Ursachen für entstehende Setzungen auf Neuerungen im Bereich der Messtechnik zur Bestimmung von Verformungen im Tunnelbau eingegangen.

In den Abschnitt 5 bis 7 wird ein neues, auf einer sehr großen Datenbasis von über 350 Messquerschnitten basierendes empirisches Prognoseverfahren nach Fillibeck zur Ermittlung von Quersetzugsmulden im Tunnelbau vorgestellt. Im Gegensatz zu an anderer Stelle veröffentlichten empirischen Untersuchungen können aufgrund der Vergleichbarkeit der Untersuchungen die Einflüsse verschiedener Randbedingungen wie z.B. die Überdeckungshöhe auf die Ausbildung der Setzungsmulde bestimmt und Aussagen über die zu erwartenden Streuungen der Messergebnisse abgeleitet werden.

Im Anschluss daran werden zwei Verfahren vorgestellt, mit denen beurteilt werden kann, ob die mit dem empirischen Prognoseverfahren ermittelten Setzungen für Bauwerke kritisch sind. Außerdem werden die Einsatzmöglichkeiten und Grenzen diskutiert und anhand eines Beispiels erläutert.

Der Abschnitt 8 befasst sich mit der numerischen Ermittlung von Setzungen im Tunnelbau mit der Methode der Finiten Elemente (FE) und hierbei insbesondere mit der Frage, wie die bodenmechanischen und tunnelbauspezifischen Eingangsgrößen für die verschiedenen Verfahren (2D-, 3D-, und 4D-Berechnungen) geeignet bestimmt werden können.

Da bekanntermaßen die mit dem Stoffmodell Mohr-Coulomb durchgeführten FE-Berechnungen zu unrealistischen Setzungsmulden führen, wurde den Untersuchungen ein in jüngster Zeit entwickeltes höherwertiges Stoffmodell, welches der Gruppe der elastoplastischen Stoffmodelle mit Verfestigung angehört, zugrunde gelegt. Da zu derartigen Stoffmodellen und insbesondere zur Bestimmung der erforderlichen bodenmechanischen Eingangsgrößen erst vereinzelte Erfahrungen vorliegen, wird hierauf zunächst im Detail eingegangen.

Anschließend werden mögliche Verfahren zur Berechnung von Vortrieben im Tunnelbau mit den entstehenden Setzungen beschrieben. Es wird unterschieden zwischen:

- 2D-FE-Berechnungen (Ebene Berechnung)
- 3D-FE-Berechnungen (Räumliche Berechnung)
- 4D-FE-Berechnungen (Räumliche Berechnung in Abhängigkeit von der Zeit)

Anhand von Vergleichsberechnungen mit Messergebnissen werden die Anwendungsmöglichkeiten und -grenzen zur Simulation von Tunnelvortrieben mit diesen Verfahren beschrieben und es werden Aussagen dazu getroffen, wie die erforderlichen tunnelbauspezifischen Eingangsgrößen (z.B.  $\alpha$ ,  $\beta$  oder  $VL_s$ -Wert zur Berücksichtigung der räumlichen Tragwirkung bei der 2D-FE-Berechnung) ermittelt werden können.

Der letzte Schwerpunkt in Abschnitt 9 gibt einen Überblick über Maßnahmen zur Reduzierung von Setzungen im Tunnelbau. Anhand von Anwendungsbeispielen werden Erfahrungen mit häufig angewendeten Schirmgewölbesicherungen (Injektions-, Rohr-, Düsenstrahl- und Vereisungsschirme) dargestellt. Zusammen mit weiteren setzungsreduzierenden Maßnahmen werden abschließend die Anwendungsmöglichkeiten und -grenzen tabellarisch beschrieben und bewertet.

## 2 Vortriebsweisen

### 2.1 Schildvortriebe

Im Rahmen nachfolgender Auswertungen wird auf die im Lockergestein üblicherweise verwendeten Schildvortriebe mit druckhafter Ortsbruststützung, also Druckluftstützung, Flüssigkeitsstützung oder Erddruckstützung eingegangen. Deren Vortriebsprinzip wird nachfolgend kurz beschrieben. Hinsichtlich weiterer Details wird auf die Literatur verwiesen.

Schildmaschinen ermöglichen einen mechanisierten Abbau der Ortsbrust bei gleichzeitiger Sicherung durch einen Schild. Der Schildmantel stützt das anstehende Gebirge im Bereich der Tunnelaibung bis zum Einbau der Tunnelschale und bietet Schutz vor Unfällen. Noch innerhalb des Schildmantels erfolgt der endgültige Ausbau des Querschnitts mittels Tübbing. Der Schildmantel wird parallel zum Vortrieb vorgepresst. Dabei dienen die eingebauten Tübbingringe hinter dem Mantel als Widerlager für die Pressen. Beim Vortrieb entsteht zwischen dem Gebirge und den eingebauten Tübbing ein Ringraum, der zum Schild hin durch die Schildschwanzdichtung begrenzt wird. Der Ringraum wird über Lisenen verpresst. Die Schildschwanzdichtung hat die Aufgabe, das Eindringen von Grundwasser, Boden und Verpressmörtel in die Maschine zu verhindern.

In der Abbaukammer an der Ortsbrust erfolgt das Schuttern des durch das Schneidrad gelösten Gebirges je nach Art der Ortsbruststützung durch spezielle Fördersysteme. Das Material wird im Nachläuferbereich des Schilds an das Streckentransportsystem übergeben. Ebenso wird der Materialtransport für die Tunnelauskleidung im Nachläuferbereich übergeben. Abb. 2.1 zeigt das Prinzip der 3 vorgenannten Vortriebsweisen mit druckhafter Ortsbruststützung.

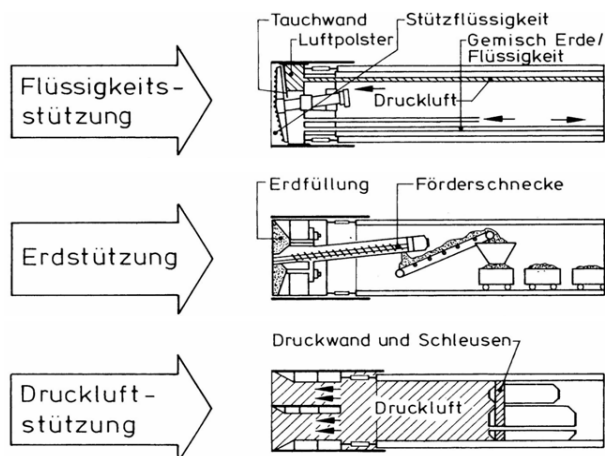
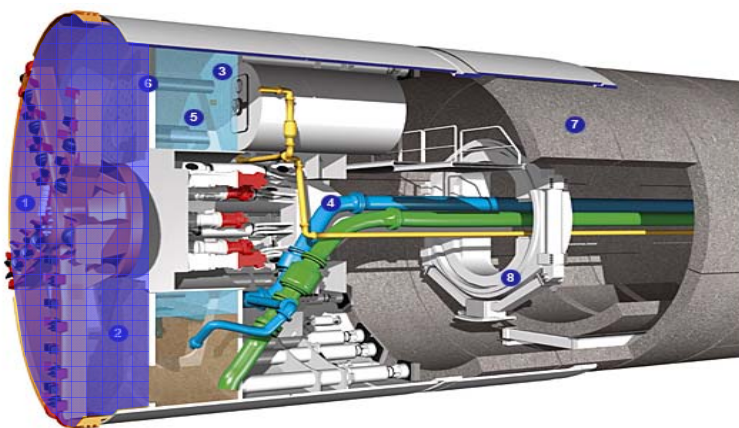


Abb. 2.1: Möglichkeiten zur Stützung der druckhaften Ortsbrust nach DAUB, 1998

Bei Schilden mit flüssigkeitsgestützter Ortsbrust (s. Abb. 2.2) dringt die Stützflüssigkeit in die oberflächennahen Poren ein und bildet einen stützenden Filterkuchen an der Ortsbrust. Als Stützflüssigkeit kommt in der Regel eine Bentonitsuspension, gegebenenfalls mit zusätzlichen Additiven wie z.B. Polymeren, zum Einsatz. Der vom flüssigen Medium aufgebrachte Stützdruck muss größer sein, als die maximale Summe von Wasserdruck und Erddruck an der Ortsbrust. Über ein eingebautes Druckluftpolster hinter der Tauchwand kann der Druck beim Schild mit flüssigkeitsgestützter Ortsbrust präzise gesteuert und sicher gehalten werden.



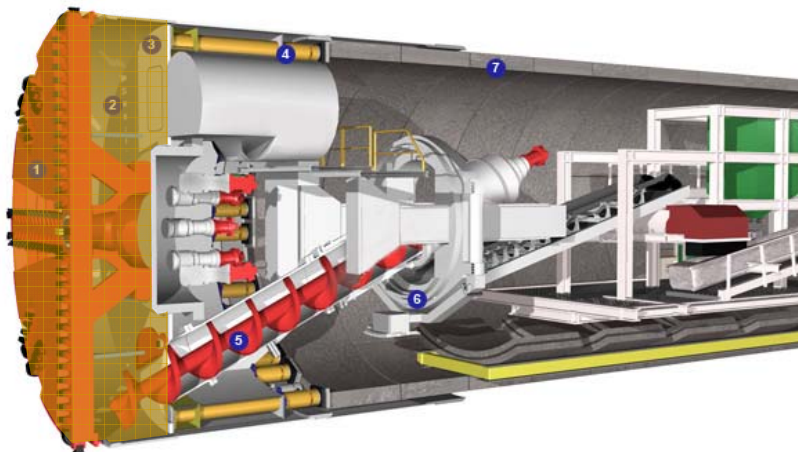
Maßgebliche Elemente des Hydroschilds:

- 1: Schneidrad
- 2: Abbaukammer
- 3: Personalschleuse
- 4: Speise- u. Förderleitung
- 5: Druckluftpolster
- 6: Tauchwand
- 7: Tübbinge
- 8: Tübbingerrektor

Abb. 2.2: Prinzip des Hydroschilds (Fa. Herrenknecht, 2010)

Der abgebaute Boden wird unter Mithilfe der Stützflüssigkeit über Pumpen „nass“ gefördert (hydraulische Förderung) und nachfolgend aus der Suspension separiert. Schilde mit flüssigkeitsgestützter Ortsbrust werden insbesondere in Sanden und Kiesen angewendet. Beträgt die Durchlässigkeit des anstehenden Bodens mehr als ca.  $5 \cdot 10^{-3}$  m/s, können Zusatzmaßnahmen (z.B. Porenrauminjektionen) erforderlich werden, damit nicht zu viel Stützflüssigkeit durch die Ortsbrust entweicht.

Beim Erddruckschild (s. Abb. 2.3) wird der Boden an der Ortsbrust durch das Schneidrad gelöst und gegebenenfalls durch das Vermischen mit Wasser, Schaum oder Suspension ein Erdbrei erzeugt, der die Ortsbrust stützt. Der gelöste Boden wird über eine Schnecke gefördert und mittels Förderband oder Spülförderung aus dem Tunnel transportiert. Der Stützdruck wird über die Bodenentnahme durch den Schneckenförderer gesteuert und muss wiederum größer sein als die Summe aus Wasserdruck und Erddruck an der Ortsbrust.



Maßgebliche Elemente des Erddruckschildes:

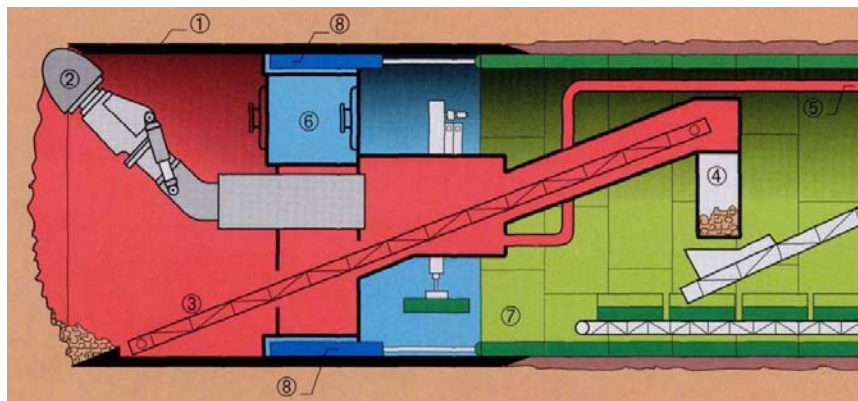
- 4: Vortriebspresen
- 5: Förderschnecke
- 6: Übergabe des Abbaumaterials auf Förderband

Abb. 2.3: Prinzip des Erddruckschildes (Fa. Herrenknecht, 2010)

Erddruckschilde können in bindigen Böden mit breiiger bis weicher Konsistenz gut und vorteilhaft eingesetzt werden. Günstig sind relativ undurchlässige Böden ( $k < 1 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$ ), deren Konsistenz die Bildung eines Erdbreis mit möglichst geringer Wasserzugabe ermöglicht. Mit steigendem nicht-bindigem Anteil steigt die Wasserdurchlässigkeit sowie die innere Reibung des Bodens stark an. Die Anwendbarkeit von Erddruckschilden hängt hier stark von der Wasserdurchlässigkeit und dem anstehenden Grundwasser ab. Gegebenenfalls ist bei diesen Böden die Zugabe von Konditionierungsmitteln (z. B. Schäume) erforderlich. Erddruckschilde werden in letzter Zeit auch bei Wechselagerungen von feinkörnigen Böden mit Festgesteinen eingesetzt. Dabei wird der Schild, wenn beispielsweise im Festgestein keine Ortsbruststützung erforderlich ist, im „open mode“, also ohne Stützdruck betrieben. Wenn dagegen eine Ortsbruststützung im Lockergestein erforderlich ist, erfolgt der Betrieb im „closed mode“ mit Erddruckstützung an der Ortsbrust.

Bei Druckluftschilden (s. Abb. 2.4) wird der Zutritt von Grundwasser zur Ortsbrust durch Druckluft verhindert. Das Druckluftniveau im Tunnel muss dementsprechend größer sein als der Wasserdruck an der Tunnelsohle. Der an der Ortsbrust wirkende Erddruck wird zumindest teilweise durch das Schneidrad aufgenommen. Die Förderung des Abbaumaterials kann „trocken“ oder „nass“ (Spülförderung) erfolgen. Bei der Trockenförderung ist eine Materialschleuse (Kammer- oder Trommelschleuse) vorzusehen, deren Schleusenzeit aus wirtschaftlichen Gründen möglichst kurz zu halten ist. Die Druckluft wird durch Kompressoren erzeugt.

Der Einsatz von Druckluftschilden beschränkt sich im Wesentlichen auf Sande, bzw. Wechsel-schichten aus Sanden mit feinkörnigen Böden. Da die Luftdurchlässigkeit von Boden rund 70-mal höher ist als die Wasserdurchlässigkeit, ist bei durchlässigen Böden mit etwa  $k > 1 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$  der Druckluftverbrauch so groß, dass nur nach vorheriger Reduzierung der Durchlässigkeit (z.B. durch Injektionen) eine Druckluftstützung möglich ist.



### Maßgebliche Elemente des Erddruckschilds:

- 1: Schildmantel
- 2: Teilschnittarm (Besonderheit dieser Schildmaschine)
- 3: Förderband
- 4: Kammerschleuse
- 5: Druckluftleitung
- 6: Druckluftschleuse
- 7: Tübbing
- 8: Vorpresseinrichtung

Abb. 2.4: Prinzip des Druckluftschilds am Beispiel U2 Ost, Los 1 in München (LH München 1996)

### 2.2 Spritzbetonbauweise für U-Bahn-Querschnitte

Spritzbetonvortriebe unterscheiden sich insbesondere hinsichtlich der Abbautechnik (Tunnelbagger, Teilschnittmaschine), den Sicherungsmaßnahmen (Anker, Pfändung usw.) und der Auffahrfolge innerhalb des Querschnitts (Vollausbruch, Teilausbrüche). Entscheidend für die Wahl der eingesetzten Methode sind insbesondere die geologischen und hydrogeologischen Verhältnisse, die Querschnittsgröße, aber auch die örtlichen Erfahrungen. Nachfolgend wird die Spritzbetonbauweise anhand dem beim U-Bahn-Bau in München üblichen Vorgehen beschrieben, da sich die vergleichenden Auswertungen zunächst auf Vortriebe in München beziehen, die das gesamte Spektrum der Lockergesteine vom Ton bis zum Kies abdecken. Im Übrigen sind die geologischen Verhältnisse Münchens (quartäre Kiese über tertiären Sanden, Tonen und Schluffen) häufig auch in anderen Großstädten Europas anzutreffen und in diesen Böden sind die Vortriebsweisen gut miteinander vergleichbar. Details zu den Vortrieben sind beispielsweise in Fillibeck et al. 2005 erläutert.

Es wird nachfolgend unterschieden zwischen:

- atmosphärischem Spritzbetonvortrieb im quartären Kies über dem Grundwasser
- atmosphärischem Spritzbetonvortrieb im Tertiär (Tone, Schluffe, Sande) mit Tertiärsandentwässerung durch Brunnen
- Spritzbetonvortrieb mit Druckluftstützung im Tertiär (Tone, Schluffe, Sande), ggf. mit Entspannungswasserhaltung (Verminderung des Druckwasserspiegels durch Brunnen)

Abb. 2.5 zeigt beispielhaft einen Vortrieb in quartären Kiesen. Aufgrund der hohen Durchlässigkeit der quartären Kiese können die Vortriebe nur oberhalb des Grundwassers oder mit zusätzlichen Maßnahmen zum Abhalten des Grundwassers (z.B. Grundwasserabsenkung, Dichttrog, Injektion mit Druckluftstützung, Vereisung, ...) ausgeführt werden (s. beispielsweise Abb. 2.6).

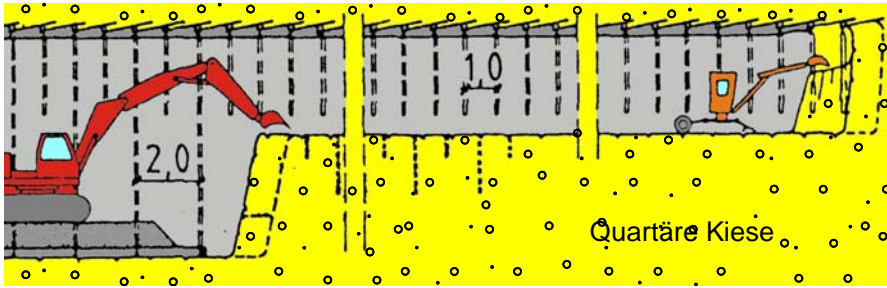


Abb. 2.5 a u. b: Kalottenvortrieb im Kies mit Stützkern und Pfändung im Firstbereich (LH München, 1990)

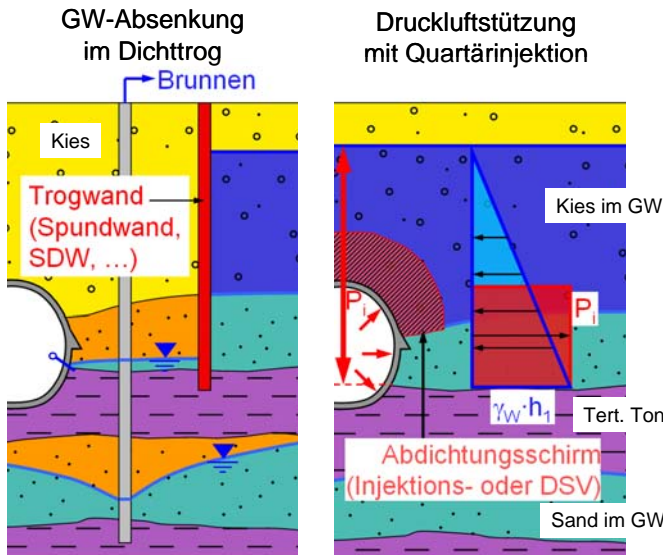


Abb. 2.6 a und b: Beispiel eines Spritzbetonvortriebs im Quartär im Schutze eines Dichttrogs (a) sowie mit Abdichtungsschirm und Druckluftstützung (b). Aus Fillibeck et al. 2005

Bei einer Gesamtquerschnittsfläche von ca. 35 m<sup>2</sup> bis 42 m<sup>2</sup> wird im quartären Kies in der Regel zunächst die Kalotte unter Beibehaltung eines Stützkerns aufgeföhren. Bei Vorliegen von Rollkieslagen kann es dabei erforderlich sein, nur sehr kleine, quadratmeter-große „Fenster“ zu öföhnen, die dann sofort nach der Bodenentnahme wieder mit Spritzbeton verschlossen werden. In der Regel wird der Boden um den Stützkern entfernt, die Ortsbrust wieder mit Spritzbeton verschlossen und anschließend der Stützkern nachgezogen. In Abhängigkeit von den geologischen Randbedingungen sind folgende Sicherungsmaßnahmen üblich:

- Vor-Kopf-Sicherung im Firstbereich mit Pfändblechen. Sie werden zur Reduzierung von Auflockerungen und zum Arbeitsschutz in der Regel immer eingebracht.
- Kalottenfußverstärkung z.B. durch Injektion, wenn im Kalottenfußbereich gering scherfeste Böden (Rollkieslagen oder feinkörnige Zwischenschichten) anstehen.
- Verfüllinjektion von der Ortsbrust aus nach vorne, wenn in größerem Umfang Rollkieslagen anstehen. Sichere Alternative zum kleinflächigen Öffnen der Ortsbrust.

Im Anschluss an den Kalottenvortrieb folgt der Vortrieb der Strosse und Sohle.

Der Tertiärvortrieb ist durch den anstehenden Wasserdruck in den tertiären Sanden geprägt. Können die tertiären Sande entwässert werden, so ist ein atmosphärischer Vortrieb möglich. Dabei sind die Mächtigkeit der feinkörnigen Überdeckung sowie der darüber anstehende Wasserdruck in den quartären Kiesen zu berücksichtigen. Die feinkörnige Überdeckung des Tertiärs unter den quartären Kiesen muss beim U-Bahn-Bau in München nach derzeitigem Stand mit mindestens 2,5 m Dicke nachgewiesen sein, wenn auf zusätzliche Maßnahmen (z.B. Quartärinjektionen) zur Stabilisierung der Firste verzichtet werden soll.

Können die Sande nicht entwässert werden, besteht die Möglichkeit eines Vortriebs mit Druckluftstützung, wobei der Luftüberdruck im Vortrieb an jeder Stelle größer sein muss als der maximale Wasserdruck (s. Abb. 2.7). So kann dem Vortrieb kein Wasser zufließen. Bei großen erforderlichen Überdrücken (ab ca. 1,2 bar) werden, aufgrund langer Schleusungszeiten für das Personal, Druckluftvortriebe zunehmend unwirtschaftlich. In diesem Fall kann es zweckmäßig sein, den Wasserdruck in den relevanten Sandschichten durch Brunnen zu vermindern (Entspannungswasserhaltung).

Der Ausbruch erfolgt in der Regel mit Baggern mit kurz vorauseilender Kalotte (s. Abb. 2.8). Bei Vortrieben für eingleisige U-Bahn-Tunnel erfolgen zunächst 2 Abschlüge in der Kalotte (z.B. zu je 1 m), wobei nach jedem Abschlag der Kalottenbogen gestellt und mit Spritzbeton gesichert wird. Ob die Ortsbrust der Kalotte anschließend gesichert werden muss, ist in Abhängigkeit von der geologischen Situation zu entscheiden. Sofern in der Firste bröckelige oder mit Harnischflächen durchzogene tertiäre Tone und Schluffe oder feinkornarme tertiäre Sande anstehen, sind diese erforderlichenfalls mit Spießen oder - wenn sie eingebracht werden können - mit Pfändblechen zu sichern. Im Anschluss erfolgt der Abbau der Strosse und der Sohle, sowie wiederum das Sichern mit Spritzbeton. In der Regel sind bei guter Maßhaltigkeit der tertiären Böden beim Ausbruch Bögen in der Strosse nicht erforderlich.

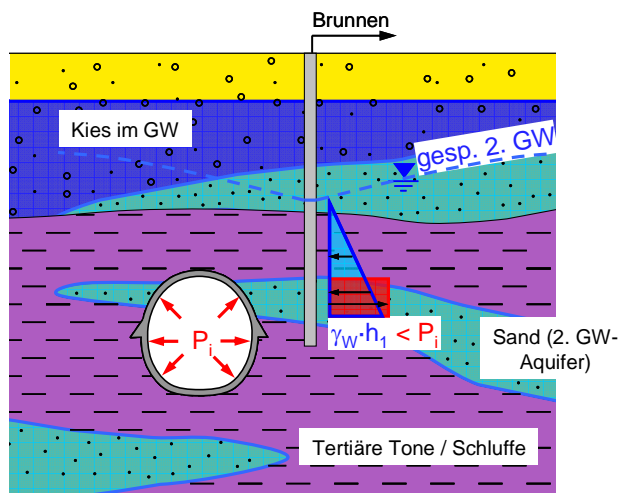


Abb. 2.7: Druckluftvortrieb mit Entspannungwasserhaltung im Tertiär. Aus Fillibeck et al. 2005

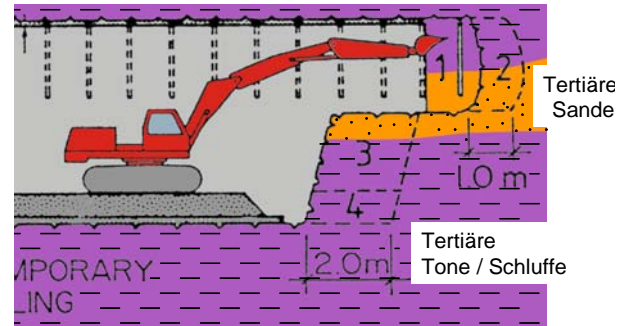


Abb. 2.8: Tertiärvortrieb mit kurz vorausseilender Kalotte

Neben dem Vollausbuch mit kurz vorausseilender Kalotte wurden insbesondere zu Beginn des U-Bahn-Baus auch Kalottenvortriebe im Tertiär oder aber die Rampenbauweise mit Teilschnittmaschine ausgeführt (s. Abb. 2.9).

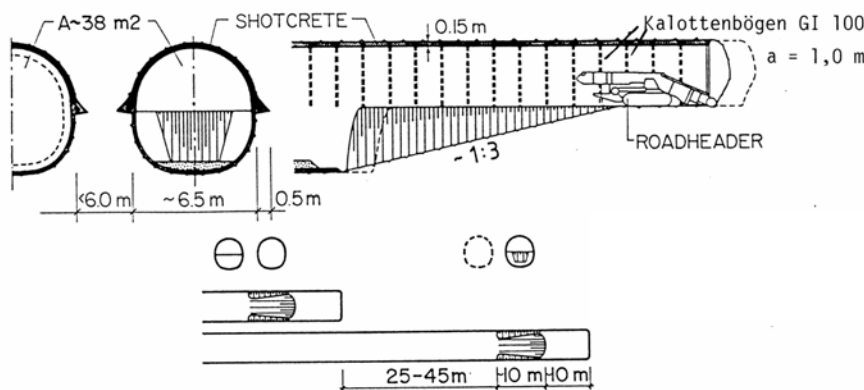


Abb. 2.9: Beispiel eines Tertiärvortriebs in Rampenbauweise (LH München, 1990)

Nach aktuellem Erfahrungsstand wird in München vorzugsweise bei parallel aufgefahrenen Tunnelvortrieben planmäßig ein Abstand in Längsrichtung von mindestens 25 – 45 m eingehalten (versetzt synchroner Vortrieb). Allerdings wurde dieser Abstand in Tunnelvortriebsrichtung aus meist baubetrieblichen Gründen nicht immer eingehalten bzw. es wurde bei früheren Vortrieben ganz auf einen Abstand in Längsrichtung verzichtet (Synchronvortrieb). Seltener wurde zuerst ein Vortrieb (1. Tunnelröhre oder Kalotte) abgeschlossen, bevor mit dem weiteren Vortrieb (2. Tunnelröhre oder Strosse / Sohle) begonnen wurde (asynchroner Vortrieb). Auf die Besonderheiten wird im Zuge der Auswertung eingegangen.

### 2.3 Große Querschnitte in Spritzbetonbauweise

Mit steigendem Vortriebsquerschnitt im Lockergestein sinkt ohne zusätzliche Maßnahmen die Ortbruststandsicherheit. Beim Spritzbetonvortrieb besteht jedoch die Möglichkeit, den Gesamtquerschnitt in mehreren Teilausbrüchen, also mit nebeneinander liegenden kleinen Vortrieben nachein-



ander aufzufahren. Dies ist im Lockergestein beispielsweise beim mehrgleisigen U-Bahnquerschnitt oder bei Bahnsteigtunneln erforderlich. Die möglichen Varianten sind vielfältig und abhängig von der Gesamtquerschnittsgröße und den geologischen Verhältnissen.

Kategorisierungen der Querschnitte wurden beispielsweise von Kruschke, 1981 vorgenommen. Häufig eingesetzte Auffahrfolgen sind der ein- oder zwei-hüftige Ulmenstollenvortrieb (s. Abb. 2.10 und Abb. 2.11). Beim Bahnhofsquerschnitt gemäß Abb. 2.11 wird beispielsweise zunächst der Mittelstollen im Kalotten- und Strossenabbau aufgefahren und die mittlere Abfangkonstruktion bestehend aus Betonstützen hergestellt. Anschließend erfolgt das Auffahren der beiden äußeren Ulmenstollen und schließlich des verbleibenden Bereichs. Dabei kann sich das im Gebirge entstehende Stützgewölbe auf den Mittenpfeiler abstützen. In Abschnitt 7.2 wird auf einige Beispiele großer Spritzbetonquerschnitte näher eingegangen.

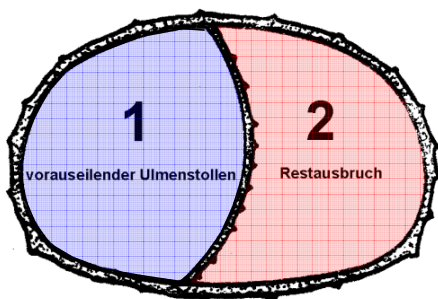


Abb. 2.10: Einhüftiger Ulmenstollenvortrieb

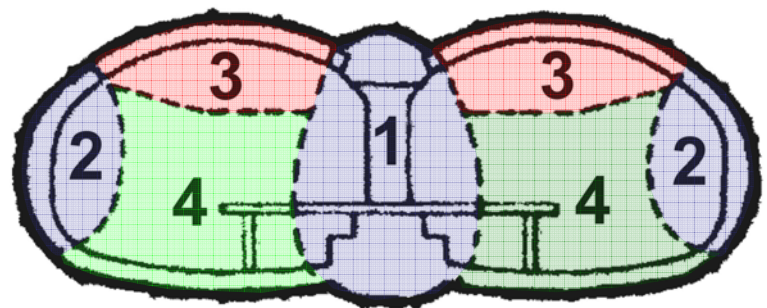


Abb. 2.11: 2-hüftige Ulmenstollenvortriebe mit Mittelstollen

Bei besonders großen Querschnitten kann es erforderlich werden, den Gesamtquerschnitt noch weiter aufzulösen. Ein bekanntes Beispiel hierzu ist die Parkkaverne Landsberg (s. Abb. 2.12) mit insgesamt 9 Einzelvortrieben bei einer Gesamtquerschnittsfläche von ca. 240 m<sup>2</sup> (Schikora, 1991).

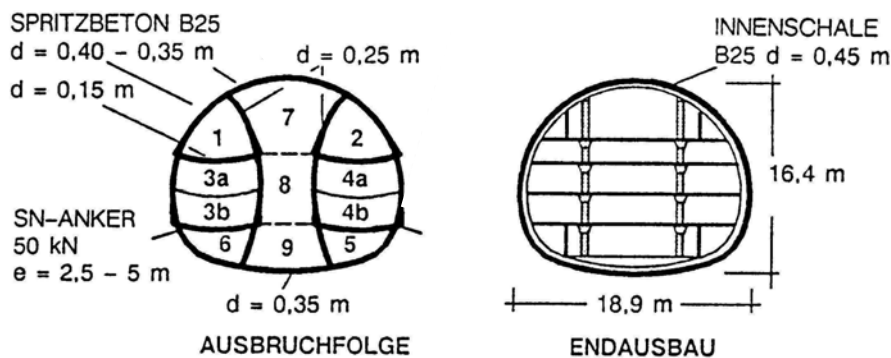


Abb. 2.12: Ausbruchfolge für die Parkkaverne Landsberg (Schikora, 1991)

### 3 Ursachen von Setzungen beim Tunnelvortrieb im Lockergestein

#### 3.1 Schildvortrieb

Bei jedem Tunnelbau kommt es zu Spannungsänderungen bzw. -umlagerungen und damit auch zu Verformungen des umliegenden Gebirges, die sich, sofern nicht extrem günstige Randbedingun-

gen vorliegen, beim Lockergesteinsvortrieb an der Oberfläche bemerkbar machen. Um derartige Setzungen prognostizieren zu können, müssen zunächst die bautechnischen Ursachen bekannt sein. Hierauf wird in nachfolgendem Abschnitt eingegangen, wobei zwischen Schild- und Spritzbetonvortrieben unterschieden wird.

Nach New, 2006 und Shirlaw, 1995 haben Setzungen beim Schildvortrieb 5 hauptsächliche Ursachen (s. Abb. 3.1):

- a) Setzungen vor und über der Ortsbrust
- b) Setzungen entlang des Schildmantels
- c) Setzungen im Bereich des Schildschwanzes
- d) Setzungen aus Verformungen des Tunnelausbaus
- e) Nachlaufende Setzungen (nach Shirlaw, 1995)

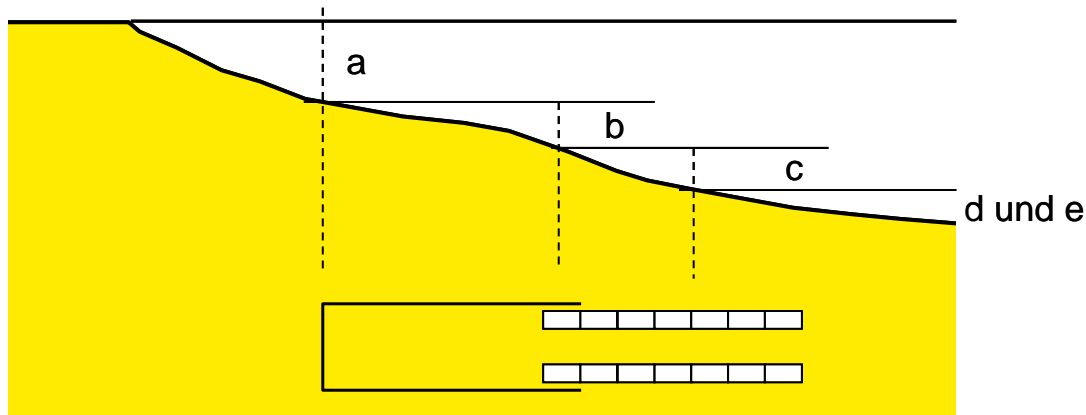


Abb. 3.1: Ursachen für Setzungen beim Schildvortrieb

Die zu erwartende Größe der jeweiligen Setzungsanteile wurde bereits von verschiedenen Autoren untersucht, allerdings sind die Aussagen sehr unterschiedlich (siehe Abschnitt 7.5). Nachfolgend wird zunächst qualitativ auf die Ursachen der Setzungen eingegangen.

#### Zu a) Setzungen vor und über der Ortsbrust:

Durch den Bodenabbau an der Ortsbrust wird in das natürliche Spannungsgleichgewicht eingegriffen. Folge sind Spannungsumlagerungen, aus denen Setzungen resultieren. Um diesem Effekt entgegen zu wirken, wird die Ortsbrust gestützt. In Bezug auf eine Reduzierung der Oberflächen-setzungen sollte der Stützdruck an der Ortsbrust möglichst so gewählt werden, dass Spannungsumlagerungen minimiert werden. Insbesondere bei Erddruckschildvortrieben ist eine gleichmäßige Stützung der Ortsbrust aufgrund der Steuerung des Stützdrucks mit der Förderschnecke im Vergleich zum Hydro- und Druckluftschildvortrieb schwieriger zu bewerkstelligen (s. auch Abschnitt 7.5).

#### Zu b) Setzungen entlang des Schildmantels:

Setzungsursachen entlang des Schildes können nach New, 2006 nochmals unterteilt werden:

- Überschneidung des Schneidrades
- Konizität des Schildmantels
- Einsinken des Schildes in weichen Böden
- Verdichtung des umgebenden Bodens durch Vibrationen der Schildmaschine.

Zur Verminderung von Reibung am Schildmantel und Erhöhung der Beweglichkeit werden Schildvortriebe mit einem Überschnitt gefahren und ein konisch geformter Schildmantel eingesetzt (Abb. 3.2 a). Dadurch entsteht planmäßig ein größerer Ausbruchquerschnitt als der Schildmantel an seinem Ende einnimmt. Die Größe des Überschnitts wird den örtlichen Erfordernissen angepasst. Überschnitt und Konizität betragen häufig ca. 20 mm. Der durch den Mehrausbruch entstehende Ringspalt schließt sich wieder, wenn sich das umliegende Gebirge an den Schildmantel anlegt, wobei eventuell beim Druckluft- und Hydroschild, wohl aber nicht beim Erddruckschild, durch Druckluft bzw. Suspension aus der Stützkammer oder infolge der Ringspaltverpressung noch eine gewisse setzungsmindernde Stützung gegeben ist.

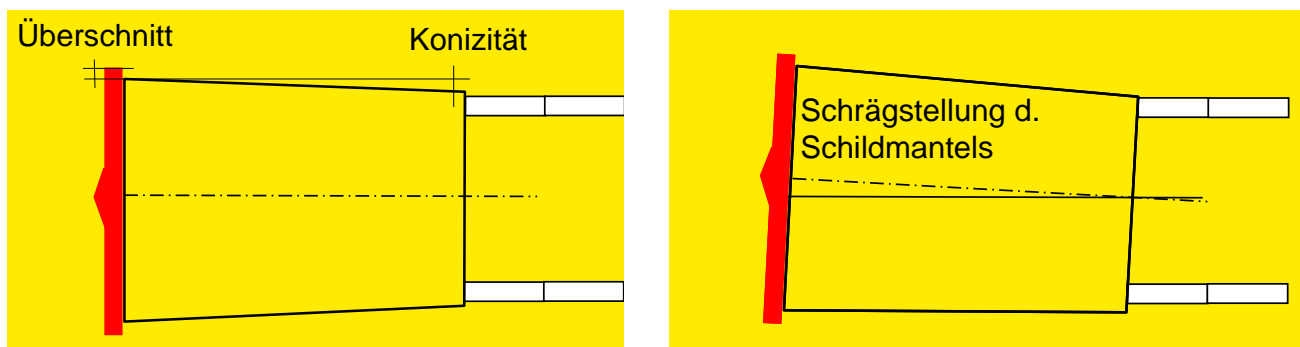


Abb. 3.2 a und b: Darstellung des Überschnitts, der Schildkonizität und der Schrägstellung des Schilts

In weichen Böden berichten New, 2006 und Kasper et al., 2006 von einem Einsinken des Schildes aufgrund seines hohen Gewichts. Um dieses auszugleichen, wird der Vortrieb ständig leicht schräg gefahren (Abb. 3.2 a). Durch diesen Effekt und durch Vibrationen der Vortriebsmaschine können in weichen und lockeren, porenraumreichen Böden ebenfalls Setzungen entstehen.

Zu c) Setzungen im Bereich des Schildschwanzes

Eine weitere wesentliche Setzungsquelle ist der am Schildschwanz entstehende Ringspalt zwischen Tübbingring und umgebendem Gebirge. Er entsteht durch den Einbau der Tübbinge innerhalb des Schildes und entspricht der Dicke des Schildmantels (ca. 40-70 mm) inklusive der Schildschwanzdichtung (Abb. 3.3) und einem eventuell verbleibenden Hohlraum aus Überschnitt, Konizität und Schrägstellung des Schilts.

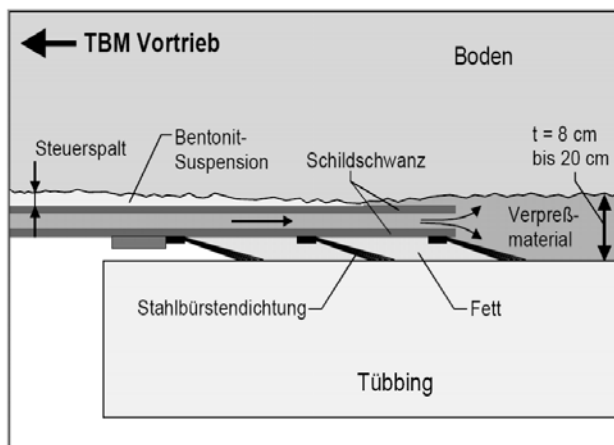


Abb. 3.3: Verpressung des Ringspalts am Schildschwanz (Babendererde et al., 2002)

Da der zu verpressende Ringspalt je nach Vortrieb etwa 8 - 20 cm betragen kann, ist eine Verpress-

sung unabdingbar, um keinen, für heutige Maßstäbe unakzeptablen Volumenverlust zu erhalten. Bei einem Tunnel mit 10 m Außendurchmesser und einer Schildschwanzfuge von 10 cm ergibt sich beispielsweise allein aus einer fehlenden Schildschwanzverpressung ein Volumenverlust von 4 % des Ausbruchquerschnitts.

Die Verpressung erfolgte früher direkt durch die Tübinge und heute üblicherweise bei großen Querschnitten durch im Schildschwanz integrierte Lisenen kontinuierlich mit dem Vorschub des Schilds. Damit eine geeignete Ringspaltverpressung erreicht wird, muss der Verpressdruck über dem anstehenden Wasser- und aktiven Erddruck liegen. Die tatsächliche Verpressmenge kann hierbei nach Jancsecz et al., 2006 die rechnerisch ermittelte Verpressmenge um 20 % bis 35 % übersteigen. Ein Problem stellt nach Babendererde, 2002 die Druckregulierung beim Verpressvorgang dar. Wie bei allen flüssigen Stoffen führen kleine Volumenänderungen zu großen Druckänderungen, weshalb die Pumpen sehr sensibel geregelt werden müssen. Eine Verbesserung der Druckregulierung verschafft eine bewegliche elastische Stirnschalung. Wird der vorgegebene Druck überschritten, weicht diese aus. Umgekehrt kann durch Ausfedern der Druck auch bei kurzzeitig zu geringen Verpressmengen aufrecht erhalten werden (s. Abb. 3.4).

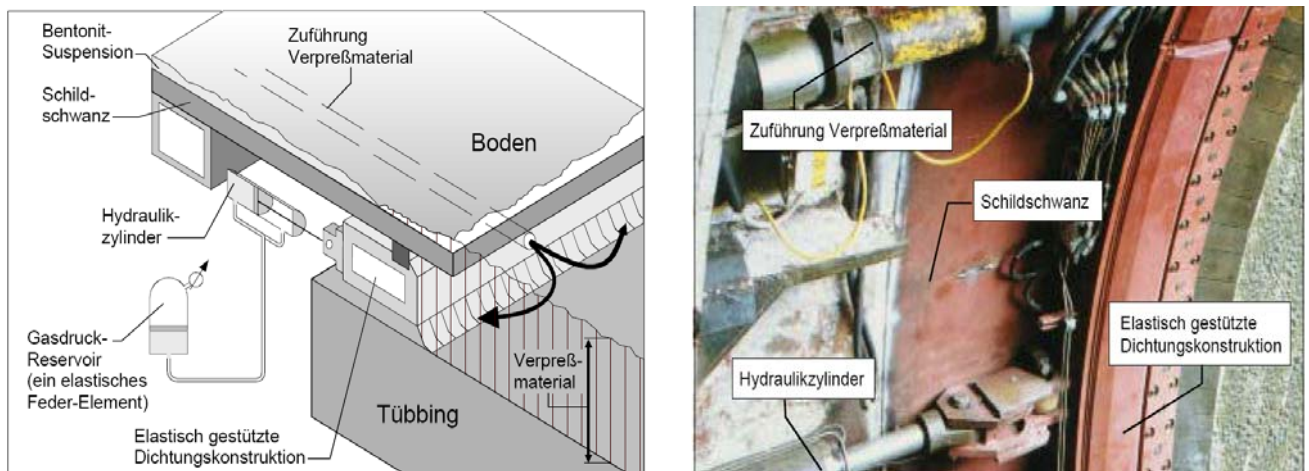


Abb. 3.4 a und b: Prinzip einer beweglichen Dichtkonstruktion (Babendererde et al., 2002).

Da bei flüssiger Verpresssuspension die Gefahr besteht, dass die Tunnelröhre aufgrund des Auftriebs aufschwimmt, ist eine möglichst feststoffreiche Suspension vorteilhaft, auch um das Schwinden der Suspension möglichst gering zu halten.

#### Zu d) Setzungen durch Verformungen des Tunnelausbaus

Die Setzungen durch Verformungen des Tunnelausbaus (Tübinge) sind in der Regel gering. Die bei modernen Vortrieben eingesetzten Stahlbetontübinge beim Schildvortrieb sind beim Einbau bereits voll ausgehärtet und die Ringe sind untereinander durch Verschraubungen verformungsarm gehalten. Hinzu kommt, dass durch die Ringspaltverpressung bereits Verformungen infolge Ringsdruck vorweggenommen werden.

#### Zu e) Nachlaufende Setzungen

Nach New, 2006 werden insbesondere bei Schildvortrieben in bindigen Böden durch den Stützdruck die Porenwasserdrücke erhöht. Diese bauen sich je nach Durchlässigkeit des Bodens über einen längeren Zeitraum ab und führen zu nachlaufenden Setzungen.

In sehr gering durchlässigen Böden kann nach Mair und Taylor, 1997 der Tunnel auch als Drainage wirken, wenn die Tunnelschale eine höhere Durchlässigkeit als der umgebende Boden aufweist.

Die daraus resultierenden Setzungen entwickeln sich ebenfalls über einen längeren Zeitraum.

Neben diesen Setzungen, die durch eine Konsolidation des Bodens begründet sind, haben bindige, eventuell aber auch nichtbindige Böden die Eigenschaft, dass sich die beim Vortrieb eventuell entstandenen Hohlräume erst zeitverzögert füllen und nach oben fortpflanzen. Auch daraus kann eine verzögerte Setzung resultieren.

#### 3.2 Spritzbetonvortrieb

Die Ursachen von Setzungen beim Spritzbetonvortrieb im Lockergestein sind vergleichbar mit denen beim Schildvortrieb, wenn man die unterschiedliche Vortriebsweise berücksichtigt. Nach New, 2006 sind folgende Faktoren ursächlich:

- Einfluss der Ortsbruststandsicherheit
- Einfluss der temporären Sicherungsmaßnahmen
- Einfluss der konstruktiven Ausgestaltung des Vortriebs
- Einfluss der Tunnelschale

Der Einfluss der Ortsbruststandsicherheit ist gerade beim Spritzbetonvortrieb evident und bereits mehrfach beschrieben worden (New, 2006). Mit abnehmender Ortsbruststandsicherheit nehmen die Verformungen an der Ortsbrust und damit auch an der Oberfläche zu. Die Schwierigkeit besteht darin, die Ortsbruststandsicherheit geeignet beschreiben zu können. Außerdem sind mit der Ortsbruststandsicherheit wieder verschiedene Einflussflussfaktoren berücksichtigt und die Abhängigkeiten sind insgesamt sehr komplex.

Die temporären Sicherungsmaßnahmen, wie beispielsweise das Einbauen von Pfändblechen oder Spießen, beeinflussen durch deren Steifigkeit, aber auch durch die Zeit, die zum Einbau der Sicherungsmaßnahmen erforderlich ist, die entstehenden Verformungen.

Ein wichtiger Faktor ist weiterhin, wie der Tunnelvortrieb konstruktiv gestaltet wird. Dazu zählen unter anderem:

- Größe der offenen Ortsbrust
- Länge des ungesicherten Abschlags
- Abstand bis zum Einbau der steiferen Innenschale

Als letzter Einflussfaktor wird insbesondere bei großen Tunneln mit geringer Überdeckung die Verformung der Tunnelschale genannt. Da die Festigkeit des Spritzbetons nach dem Einbau zunächst gering ist, werden die durch die äußere Tunnelschale zu erwartenden Verformungen größer sein als beim Schildvortrieb mit Tübbingfertigteilen. Im Zuge des Lastübergangs zur Tunnelinnenschale werden dagegen nur wenige zusätzliche Verformungen erwartet.

Insgesamt ist festzustellen, dass es beim Spritzbetonvortrieb aufgrund der Vielfältigkeit der möglichen Vortriebsweisen eine entsprechend große Anzahl von Details gibt, die alle die Setzungen potentiell beeinflussen können. Da diese bei dem nachfolgend beschriebenen empirischen Prognoseverfahren nicht alle berücksichtigt werden können, besteht die wesentliche Aufgabe darin, die wichtigsten Einflussfaktoren herauszufiltern.

## **4 Neuerungen bei der Messung von Setzungen und Ortsbrustverformungen im Tunnelbau**

### **4.1 Zielsetzung**

Die Beobachtung des Gebirgsverhaltens während und nach dem Tunnelausbruch ist eine ganz wesentliche Informationsquelle für Entscheidungen über die Art und Menge der erforderlichen Stützmittel, zur Beurteilung der Standsicherheit von Tunnelbauwerken sowie zur Beweissicherung. Zu dieser Entwicklung hat insbesondere die Spritzbetonbauweise - auch als Neue Österreichische Tunnelbauweise (NÖT oder NATM) bezeichnet - beigetragen, bei der die Beobachtung von Verformungen als Grundlage zur Wahl der Stützmittel festgeschrieben ist (z.B. Rabcewicz, 1948 und Rabcewicz et al., 1972).

Im Tunnelbau häufig verwendete Messtechniken zur Ermittlung von Verformungen sind:

- Oberflächensetzungsmessung mittels Nivellement
- Bohrlochmessungen durch Inklinometer, Trivec, Gleitdeformeter oder Deflektometer
- Konvergenzmessungen im Tunnel durch Konvergenzmessband oder Tachymeter
- DMS-Messungen zur Bestimmung von Dehnungen und Stauchungen der Tunnelschale
- Schlauchwaagenmessungen
- Verformungsmessung mit einer elektronischen Totalstation
- Laserscanning

Die 4 zuerst genannten Verfahren werden seit längerer Zeit im Tunnelbau angewendet und es liegen hierzu vielfache Erfahrungen vor, die auch in der Literatur ausführlich beschrieben sind. Daher wird nachfolgend nicht näher auf diese Verfahren eingegangen.

Mit der weiterentwickelten Schlauchwaage, der elektronischen Totalstation und dem Laserscanning haben in den letzten Jahren neue Messverfahren Anwendung gefunden, die die Geodäsie im Tunnelbau geradezu revolutionierten. Durch die elektronische Messung und Verarbeitung der mit diesen Verfahren gewonnenen Messdaten ist nach kürzester Zeit eine Auswertung und Bewertung der Messergebnisse in Abhängigkeit vom Vortriebsgeschehen möglich, die dann über Internet den Beteiligten unmittelbar zur Verfügung gestellt werden kann. Auf Entwicklungen und Erfahrungen mit diesen 3 vorgenannten Messverfahren wird in den nachfolgenden Abschnitten 4.2 bis 4.4 näher eingegangen.

Allerdings entsteht durch die Möglichkeit der elektronischen Registrierung von Messdaten eine große Datenflut. Zudem ergeben sich insbesondere aus der Steuerung von Tunnelvortriebsmaschinen riesige Datenmengen, die zweckmäßigerweise mit den Messdaten zu koppeln sind. Daraus erwuchs in den letzten Jahren der Bedarf nach einem intelligenten Datenmanagementsystem, welches möglichst alle Tunneldaten verwaltet und mit dem man Daten möglichst einfach aber zielgerichtet auswerten kann. Der derzeitige Entwicklungsstand dieser Datenmanagementsysteme und die sich in der Zukunft bietenden Möglichkeiten werden in Abschnitt 4.5 beschrieben.

## 4.2 Schlauchwaagenmessungen

### 4.2.1 Messsystem und Anwendung im Tunnelbau

Bei der Schlauchwaagenmessung handelt es sich um ein sehr altes Messverfahren, das bereits im Altertum zur Vermessung z.B. beim Bau von Tunneln angewendet wurde. Durch die Möglichkeiten der elektronischen Messung und Auswertung sowie der Erhöhung der Genauigkeit durch Fehlerkompensationen wurden die Anwendungsgrenzen stark erweitert und so ist die Schlauchwaage im Bauingenieurwesen in verschiedenen Sparten bei unterschiedlichen Fragestellungen zunehmend verbreitet. Während beispielsweise bei der Überwachung von Brückenbauwerken die Deformationen mit Schlauchwaagen bei schnell wechselnden Kräften zu ermitteln sind (dynamisches Deformationsmodell), werden bei dem im Tunnelbau relevanten quasi-statischen Deformationsmodell lediglich die geometrischen Veränderungen im Vergleich zu vorangegangenen Messzeitpunkten in längeren zeitlichen Abständen betrachtet (Kuhlmann, 1996).

Die Schlauchwaagenmessung bietet gegenüber der herkömmlichen geodätischen Vermessung den Vorteil, dass sie kontinuierliche, elektronisch erfasste und online abrufbare Messergebnisse in schwer zugänglichen Bereichen (z.B. Kellern) liefert und ist prädestiniert für Maßnahmen, bei denen unter beengten Verhältnissen kurzfristig genaue Messungen erforderlich sind. Hierzu zählen z.B. Verformungsmessungen bei Hebungsinjektionen wie auch die Kontrolle bei der Unterfahrung von sensiblen Bauwerken im Tunnelbau.

Bei dem als Schlauchwaage bekannten Verfahren handelt es sich um eine hydrostatische Höhenmessung, welche die Beobachtung relativer Höhenunterschiede und ihre Veränderungen von 2 oder mehreren Punkten in einem Messgang ermöglicht. Das Verfahren beruht auf dem Prinzip der kommunizierenden Röhren, wonach die in einer Ruhelage befindlichen Flüssigkeitsspiegel in durch Leitungen verbundenen Messsystemen unabhängig von deren Anzahl und Form eine waagrechte Horizontale bilden (Abb. 4.1).

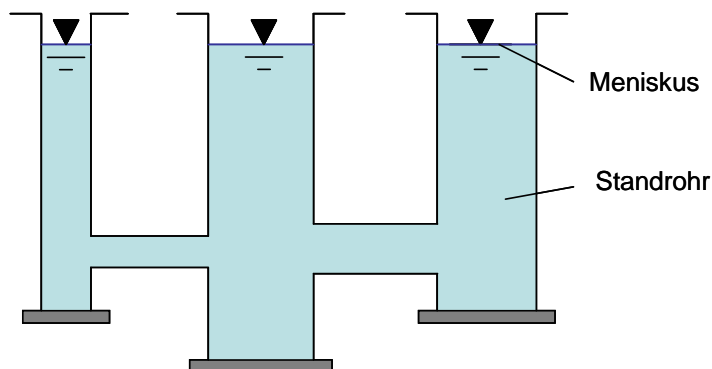


Abb. 4.1: Prinzip der kommunizierenden Röhren

Hydrostatische Messsysteme lassen sich hinsichtlich Ihrer vielfältigen Anwendung und Ausbildung unterscheiden (s. Chmelina, 1993). Für den Tunnelbau sind insbesondere Messsysteme mit elektronischer Ablesung der Flüssigkeitshöhe durch Schwimmer, optische Verfahren, Tastsysteme oder mit druckmessenden Systemen relevant. Die Datenermittlung und -auswertung erfolgt rechnergestützt, die Ergebnisse können online abgerufen werden.

#### 4.2.2 Mögliche Messfehler

Vor dem Einsatz einer Schlauchwaage ist es erforderlich, dass das Gesamtsystem auf mögliche Fehlerquellen untersucht wird. Grundlegende Arbeiten hierzu liefern beispielsweise Chmelina, 1993; Kuhn, 1998 und Kuhlmann, 1996.

Nach Kuhn, 1998 (Abb. 4.2) wirken sich verschiedenste Umwelteinflüsse auf das Messsystem aus:

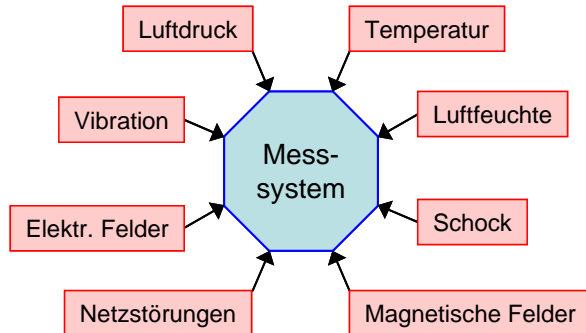


Abb. 4.2: Umwelteinflüsse auf das Messsystem Schlauchwaage

Einige dieser möglichen Einflussfaktoren, wie z.B. elektrische Felder oder Netzstörungen, können nicht oder nur bedingt erfasst und systematisch untersucht werden oder aber es müssen durch konstruktive Maßnahmen deren Auswirkungen reduziert werden (beispielsweise bei Vibrationen). Es wird daher immer erforderlich sein, durch Objektuntersuchungen bei der konkreten Anwendung eine objektspezifische Fehleranalyse vorzunehmen. Unabhängig davon müssen vorab die systematischen Fehler des Systems bekannt sein.

Der größte systematische Fehler erfolgt bei druckmessenden Systemen durch den Temperatureinfluss im Referenzgefäß bzw. Messgefäß. Temperaturänderungen bewirken eine Änderung der Dichte der Messflüssigkeit (z.B. Wasser). Die Änderung der Füllhöhe  $d_h$  bzw. der sich daraus ergebende Druckunterschied  $d_p$  bei der Erwärmung der Flüssigkeit von  $T_1$  auf  $T_2$  kann nach Kuhn, 1998 wie folgt abgeschätzt werden:

$$d_h = \frac{A_L}{A_G} \cdot \alpha_F \cdot dT \cdot (L_h + L_v) + L_G \cdot \alpha_F \cdot dT \quad \text{Gl. 4.1}$$

$$d_p = \rho \cdot g \cdot \frac{\alpha_F \cdot dT}{1 + \alpha_F \cdot dT} \cdot \left[ \left( \frac{A_L}{A_G} - 1 \right) \cdot L_v + \frac{A_L}{A_G} \cdot L_h \right] \quad \text{Gl. 4.2}$$

Darin bedeuten:

- $A_L$  Leitungsquerschnitt
- $A_G$  Gefäßquerschnitt
- $L_v, L_h$  Vertikale bzw. horizontale Leitungslänge
- $L_G$  Wasserspiegelhöhe im Gefäß
- $\alpha_F$  Temperatureausdehnungskoeffizient
- $dT$  Temperaturänderung von  $T_1$  auf  $T_2$
- $\rho$  Dichte der Flüssigkeit (bei  $T_1$ )
- $g$  Erdbeschleunigung
- $d_p$  Druckänderung



Dabei ist allerdings nicht berücksichtigt, dass sich infolge Temperaturänderung auch die Durchmesser der Gefäße und Leitungen ändern können.

Ein weiterer systematischer Fehler ergibt sich durch die Nullpunktsdrift von Drucksensoren. Hierzu liegen häufig Angaben des Herstellers vor. Kuhn, 1998 stellt ein Verfahren vor, mit dem mittels elektronisch gesteuerten Ventilen ein automatischer Nullpunktgleich erfolgen kann.

Systematische Fehler infolge eines Druckluftunterschieds zwischen Referenz- und Messgefäß werden mittlerweile bei geeigneten Schlauchwaagen durch Luftdruckausgleichsleitungen, die die Gefäße miteinander verbinden, unterbunden. Kurzfristig können sich dennoch Druckunterschiede ausbilden, da bei langen Verbindungsschläuchen der Druckausgleich nur langsam vonstatten geht. Der Fehler lässt sich nach Chmelina, 1993 wie folgt bestimmen:

$$d_h = \frac{d_p}{\rho \cdot g} \quad \text{Gl. 4.3}$$

Beispielsweise bewirkt eine Druckdifferenz zwischen dem Aufstellungsort von zwei Gefäßen von 1/1000 bar bereits einen Fehler von 10 mm.

Der Einfluss der Kompressibilität einer Flüssigkeit bei Druckänderung wie auch der Einfluss der Änderung der Erdbeschleunigung  $g$  kann bei den im Tunnelbau vorhandenen Messrandbedingungen vernachlässigt werden (Kuhn, 1998).

Neben diesen physikalisch bedingten Fehlern können sich bei den verschiedenen Schlauchwaagensystemen weitere Fehler einschleichen bzw. bereits bei der Installation ergeben, die nachfolgend kurz benannt werden:

- Kondenswasserbildung auf dem Schwimmer.
- Netzspannungsschwankungen, die bei Überlaufsystemen die Tauchpumpe bzw. allgemein die Messgeber (Druck- bzw. Wegmessung) beeinflussen.
- Luftblasen im Leitungssystem. Sie können reduziert werden, wenn beim Befüllen entlüftetes Wasser verwendet wird und eine permanente Kontrolle der transparenten Leitungen erfolgt.
- Algenbefall, kann durch destilliertes Wasser vermieden werden.
- Undichtigkeiten im Leitungssystem. Auch aus manchen Kunststoffschläuchen kann langfristig eine geringe Wassermenge diffundieren, was bei druckmessenden Systemen zu einer langfristigen Drift führt (s. Abschnitt 4.2.3.3).

Neben systematischen, projektunabhängigen Fehlern können auch objektspezifische Fehler auftreten, die durch so genannte Objektuntersuchungen vor den auszuführenden Messungen zu ermitteln und zu bewerten sind. In Chmelina, 1993 sind zum Beispiel ausführliche Objektuntersuchungen zur Überprüfung einer Schlauchwaage der Fa. INTERFELS GmbH vor dem Einsatz bei der Talsperre Zillergründel beschrieben. Die Schlauchwaage arbeitete nach dem Überlaufprinzip (Abb. 4.3). Hierbei wird über einen Vorratstank und eine Tauchpumpe das Referenzgefäß permanent mit Wasser befüllt, welches dann am oberen Rand des Referenzgefäßes überläuft und wieder in den Vorratstank fließt. Die Höhenmessung des Wasserspiegels im Messgefäß erfolgte über Schwimmer und elektronische Wegaufnehmer. Die Messergebnisse wurden über einen Rechner digital erfasst.

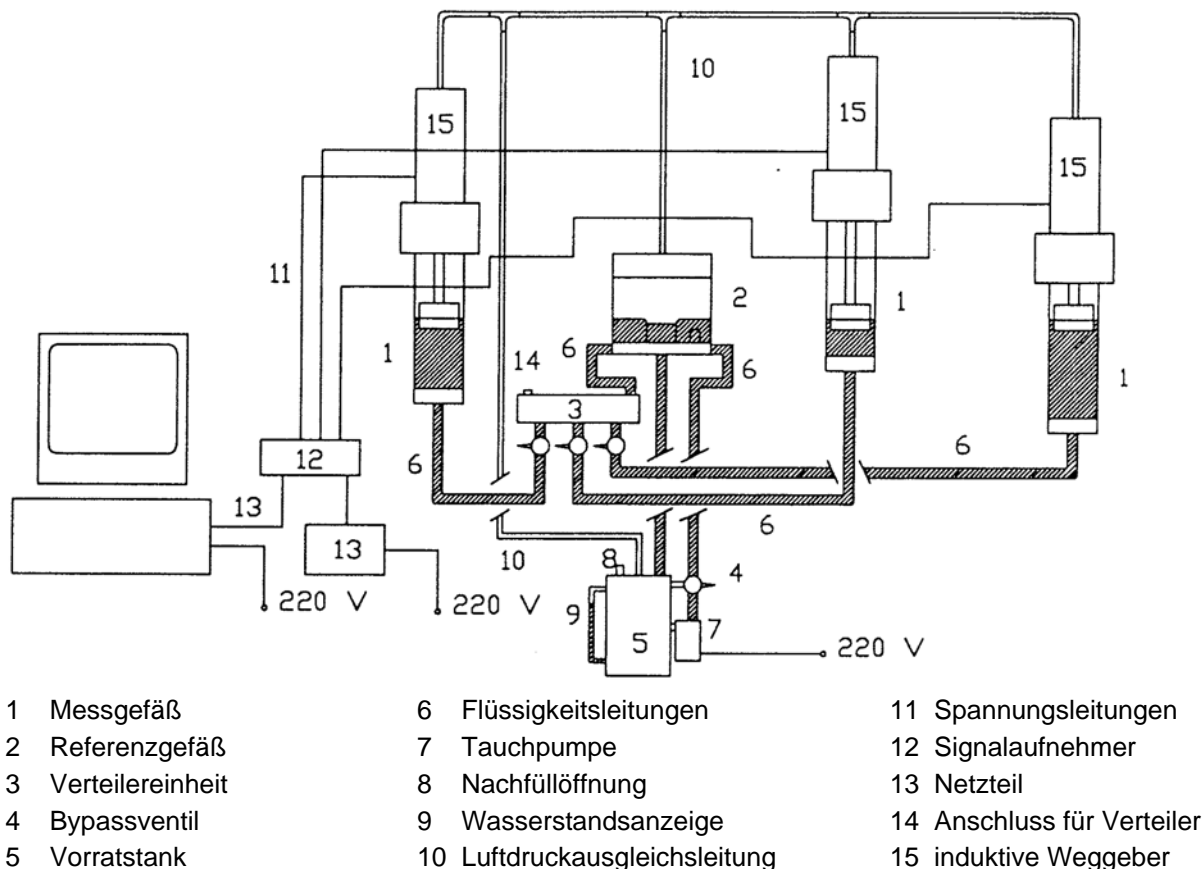


Abb. 4.3: Schlauchwaage nach dem Überlaufprinzip (Chmelina, 1993)

Zunächst wurden von Chmelina, 1993 die Wegaufnehmer mit einem hochgenauen Lasermessgerät kalibriert. Anschließend wurde der Einfluss der mehrmaligen Höhenänderung eines Messgefäßes auf das Messergebnis untersucht. Die Versuche wurden mit unterschiedlicher Schlauchlänge ausgeführt. Es zeigte sich ein unerwartet langes „nachdriften“ des Messergebnisses in Abhängigkeit von der Schlauchlänge. Bei einer Schlauchlänge von 50 m war selbst 15 min nach der Höhenänderung der Endwert noch nicht erreicht (Differenz ca. 0,1 mm). Chmelina macht hierfür Kapillar- und Reibungskräfte in den Leitungen verantwortlich. Weiterhin führten die Veränderungen an einem Messgefäß auch zu Änderungen in den an das Referenzgefäß angeschlossenen weiteren Messgefäßen im Zehntelmillimeterbereich, was darauf hindeutet, dass trotz des Überlaufprinzips noch Spiegelschwankungen beim Referenzgefäß vorhanden waren.

Anschließend wurde in einem 10-monatigen „Nullversuch“ die Nullpunktstabilität untersucht. Es zeigten sich insgesamt sehr geringe Schwankungen, allerdings gab es immer wieder einzelne Sprünge mit Höhenänderungen von ca. 7 mm. Da diese bei allen Messgefäßen auftraten, wurden sie als Niveauänderung im Referenzgefäß - vermutlich durch die Pumpe verursacht - interpretiert.

#### 4.2.3 Anwendungsbeispiel: Erweiterung des Bahnhofs U6 Marienplatz in München

##### 4.2.3.1 Das Bauvorhaben

Nachfolgend wird beispielhaft für die Anwendung im Tunnelbau die Schlauchwaagenmessung für

das Bauvorhaben Erweiterung U6 Marienplatz in München vorgestellt. Es wurden im U-Bahnhof Marienplatz direkt unter dem historischen „Neuen Rathaus“ von München die Bahnsteige der U6 mit dazu parallel laufenden Tunneln verbreitert.

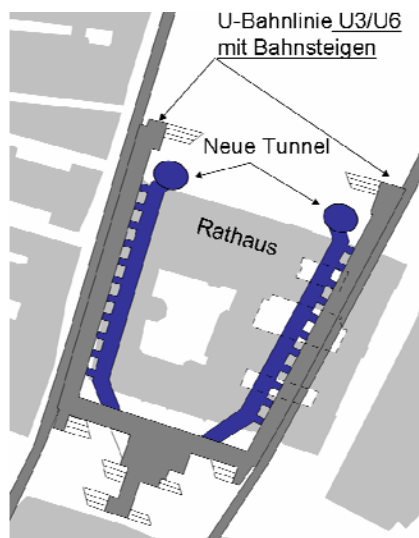


Abb. 4.4: Lageplan

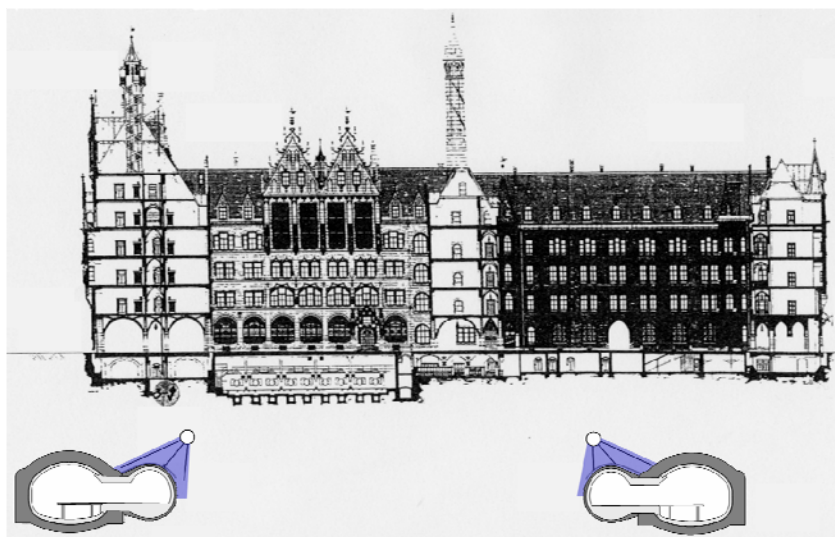


Abb. 4.5: Schnitt durch das Rathaus mit Tunnelbauwerken

Abb. 4.4 zeigt einen Lageplan mit den wesentlichen Bauwerken. Die bestehenden U-Bahnlinien und der U-Bahnhof sind dunkelgrau hinterlegt, die neu errichteten Fußgängertunnel mit den insgesamt 11 kurzen Durchbrüchen zum Bestand dunkelblau. Die Grundflächen der Bebauung sind hellgrau eingefärbt. Im Schnitt liegen die Bahnsteige unterhalb des historischen "Neuen Rathauses". Abb. 4.5 zeigt einen Schnitt durch das Rathaus mit den Tunnelbauwerken.

Der zur Ausführung gelangte Sondervorschlag der Firma Max Bögl sah vor, die Begleittunnel im Schutz eines Vereisungsschirmes (siehe blaue Fläche in Abb. 4.5) aufzufahren. Die hierfür notwendigen Vereisungslanzen wurden von Pilotstollen aus gebohrt, die vorab seitlich versetzt über den Begleittunneln mittels Rohrvorpressung hergestellt wurden. Zur ergänzenden Wasserhaltung wurden Vertikalbrunnen von der Geländeoberkante aus eingesetzt.

Durch die wissenschaftliche Begleitung und Bewertung des Projektes durch das Zentrum Geotechnik der TU München sollte die Einhaltung der für die Bauwerke verträglichen Verformungen sichergestellt bzw. optimiert werden. Hierzu wurde u. a. ein Schlauchwaagen-Messsystem im Rathaus zur Verformungsmessung installiert (Zentrum Geotechnik, 2006; Kellner et al., 2006). Auf die Wertung der Ergebnisse hinsichtlich des eingesetzten Vereisungsschirms wird in Abschnitt 9.2 noch ausführlich eingegangen.

#### 4.2.3.2 Schlauchwaagenmessungen

Um die während der Vereisung und des Vortriebs auftretenden Verformungen am Rathaus ohne zeitliche Verzögerung erfassen zu können, wurde ein Schlauchwaagen-Messsystem in einem Kriechgang im 2. Kellergeschoss des Rathauses installiert. Das vorrangige Ziel der Schlauchwaagenmessungen lag insbesondere in der hochauflösenden Erfassung von Setzungsdifferenzen zwischen den einzelnen Messstationen. In Abb. 4.6 ist das grundlegende Funktionsprinzip der eingesetzten Schlauchwaage dargestellt:

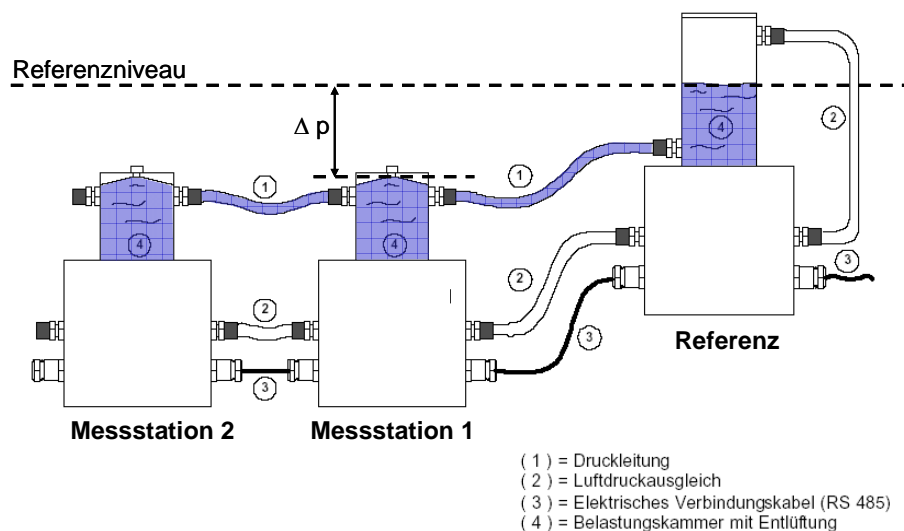


Abb. 4.6: Funktionsprinzip einer Schlauchwaage (druckmessendes System)

Der Wasserbehälter der Referenzstation steht über eine Druckleitung mit den einzelnen Aufnehmern in Verbindung. In den Messstationen wird der Druckunterschied zwischen dem Aufnehmer und dem freien Wasserspiegel in der Referenzstation gemessen (druckmessendes System). Aus der gemessenen Druckänderung wird auf die Relativverschiebung der Messstation bezogen auf die Referenz rückgerechnet. Um den Einfluss möglicher Luftdruckunterschiede ausschließen zu können, wird der Luftdruck an der Referenz über eine Ausgleichsleitung auf die gesamte Messkette übertragen. Zur Korrektur des Temperatureinflusses wurde neben der Druckmessung jeweils eine Temperaturmessung durchgeführt. Die gewonnen Messwerte gelangen über ein Datenkabel zur Messanlage und werden von dort weiter zum Auswerterechner gesendet.

Vor Ort verlief die Hauptachse der Messung in Nord-Süd-Richtung parallel zu Pilotstollen und Fußgängertunnel (siehe Abb. 4.7). Sie war mit insgesamt 7 Messstationen bestückt. Die zeitliche Entwicklung der Quermulde wurde mit einer senkrecht zur Hauptachse verlaufenden Nebenachse auf der Nordseite gemessen, welche 4 Messstationen umfasste.

Im Schnitt lag die Messachse ca. 11 m über dem Fußgängertunnel. Die aktuellen Messergebnisse konnten jederzeit über einen im Erdgeschoss des Baustellenbüros installierten PC abgefragt werden. Das Rathaus musste hierzu nicht betreten werden. Aufgrund der insgesamt relativ kleinräumigen Anordnung der gesamten Messkette konnten insbesondere die Setzungen infolge Grundwasserhaltung nicht erfasst werden, da alle Messaufnehmer in praktisch gleichem Umfang davon betroffen waren. In einem Lichtschacht im Innenhof des Rathauses wurde ein Messaufnehmer mit Invarstab montiert, über den die Schlauchwaagenmessung an die geodätische Vermessung angebunden wurde.

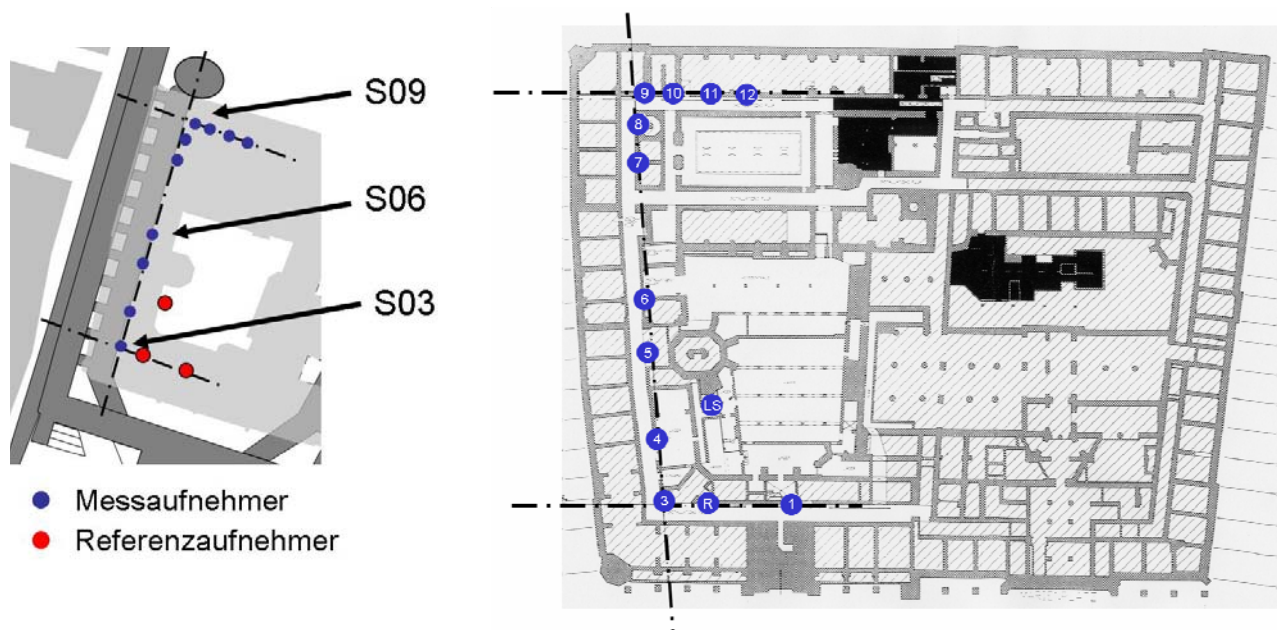


Abb. 4.7 a und b: Lage der Messpunkte relativ zu den Tunneln und im Grundriss des 2. Kellergeschosses

Die Messwerte wurden im 15-minütigen Rhythmus erfasst und ausgelesen. Insgesamt wurden ca. 35.000 Messwerte pro Aufnehmer und Jahr dokumentiert. Im gesamten System wurden insgesamt über 2 Millionen Verformungs- und Temperaturmesswerte gespeichert.

#### 4.2.3.3 Technische Anmerkungen zur Durchführung der Messungen

Bei der Anbindung der Schlauchwaage an die geodätische Vermessung, welche eine Auflösung von ca. 1 mm besaß, führten geodätisch gemessene Änderungen zu Messwertsprüngen in der Auswertung der Schlauchwaagenmessungen. Da sich die mit der Schlauchwaage gemessenen Verformungen im Bereich weniger Millimeter bewegten, erschwerten die mit der Anbindung verbundenen Messwertsprünge die Lesbarkeit der Messkurven. Aus diesem Grund wurde in den Grafiken in Abb. 4.8 und Abb. 4.9 auf die geodätische Anbindung verzichtet und die Verformungen wurden auf den Messaufnehmer Nr. 1 bezogen, welcher am Sockel des Rathhausturmes montiert ist und am weitesten vom Vortrieb entfernt war. Der Messaufnehmer Nr. 1 war zwar nicht unbeeinflusst vom Baugeschehen, erfuhr jedoch, wie die geodätischen Messungen zeigten, deutlich geringere Hebungen und Setzungen als die übrigen Aufnehmer in den Messketten, so dass die nachfolgend genannten Auswertungen für baupraktische Zwecke als hinreichend genau angesehen werden können.

Nach Rücksprache mit dem Hersteller können die eingesetzten Aufnehmer Drifterscheinungen, d.h. eine langzeitige kontinuierliche Veränderung der Messwerte unabhängig von der Baumaßnahme, von maximal bis zu 1,0 mm pro Jahr aufweisen. Diese Drift ist im Wesentlichen auf einen Alterungsprozess der eingesetzten Bauteile zurückzuführen und kann – je nach eingesetztem Modell – zu einem langsamen Auswandern des Messsignals sowohl in Richtung positiver als auch negativer Verformungen führen. Die einzelnen Aufnehmer wurden vor Ort vorab hinsichtlich der Drift- und Temperaturabhängigkeit kontrolliert. Bei Aufnehmern mit deutlicher Drift- oder Temperaturabhängigkeit wurde diese durch Überlagerung der Messwerte mit einer linearen Kompensationsfunktion

ausgeglichen.

In den ersten Betriebswochen im November 2003 wurde ein Flüssigkeitsverlust in der Anlage festgestellt. Die daraufhin durchgeführten Tests ergaben, dass die eingesetzten Schläuche bei den relativ hohen Kellertemperaturen von ca. +25 °C bis +32 °C nicht diffusionsdicht waren. Im Januar 2004 wurden deshalb alle Kunststoffschläuche gegen Schläuche mit Teflonbeschichtung getauscht. Danach stellten sich keine weiteren Flüssigkeitsverluste ein.

Die einzelnen Messaufnehmer wurden etwa alle 3 Monate auf eine eventuelle Luftblasenbildung hin kontrolliert und bei Bedarf manuell entlüftet.

#### 4.2.3.4 Messergebnisse und deren Beurteilung

In den nachfolgenden 2 Abbildungen sind die Ergebnisse der Schlauchwaagenmessungen der Vereisungsabschnitte Nord, Mitte und Süd (Messstation 9, 6 und 3) sowie der Querachse Nord (Messstation 9, 11 und 12) dargestellt.

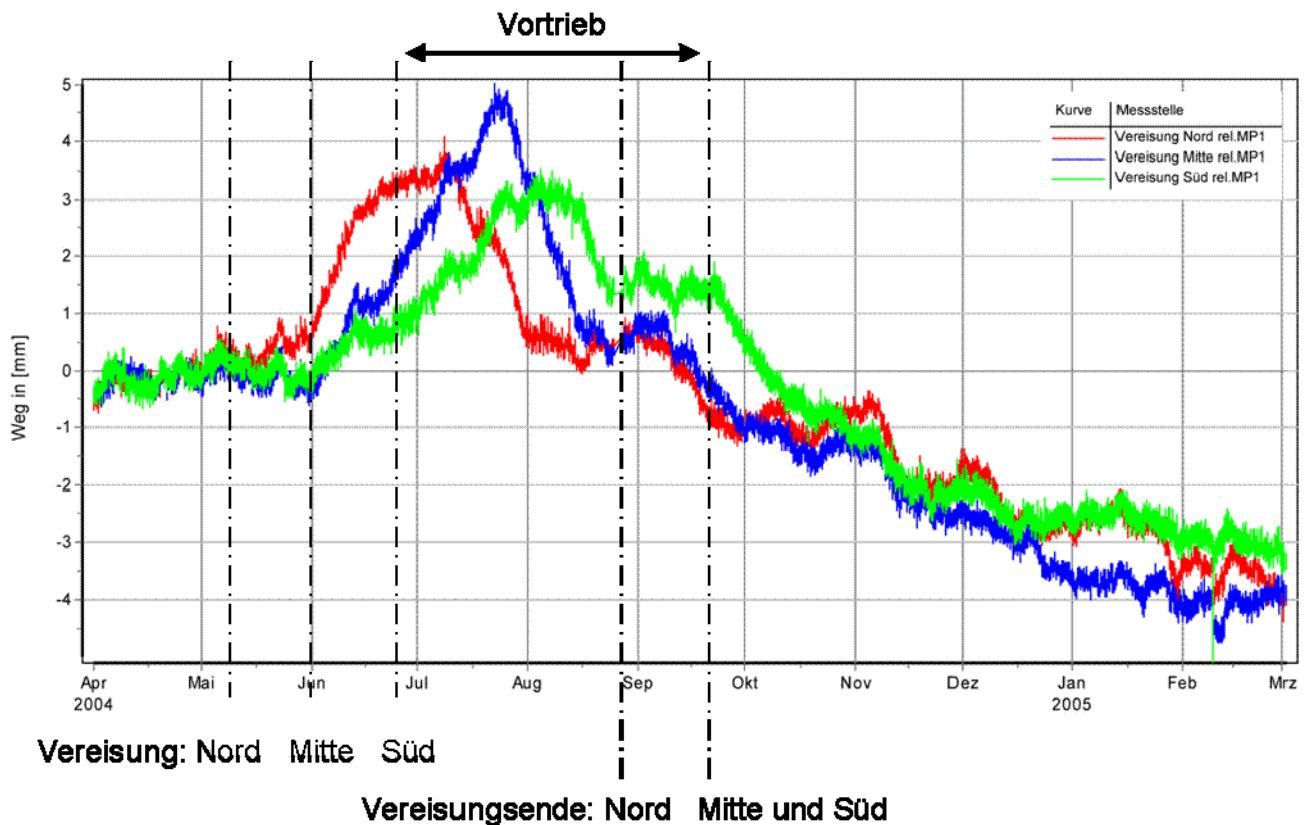


Abb. 4.8: Zeitlicher Verlauf der Verformungen in den einzelnen Vereisungsabschnitten

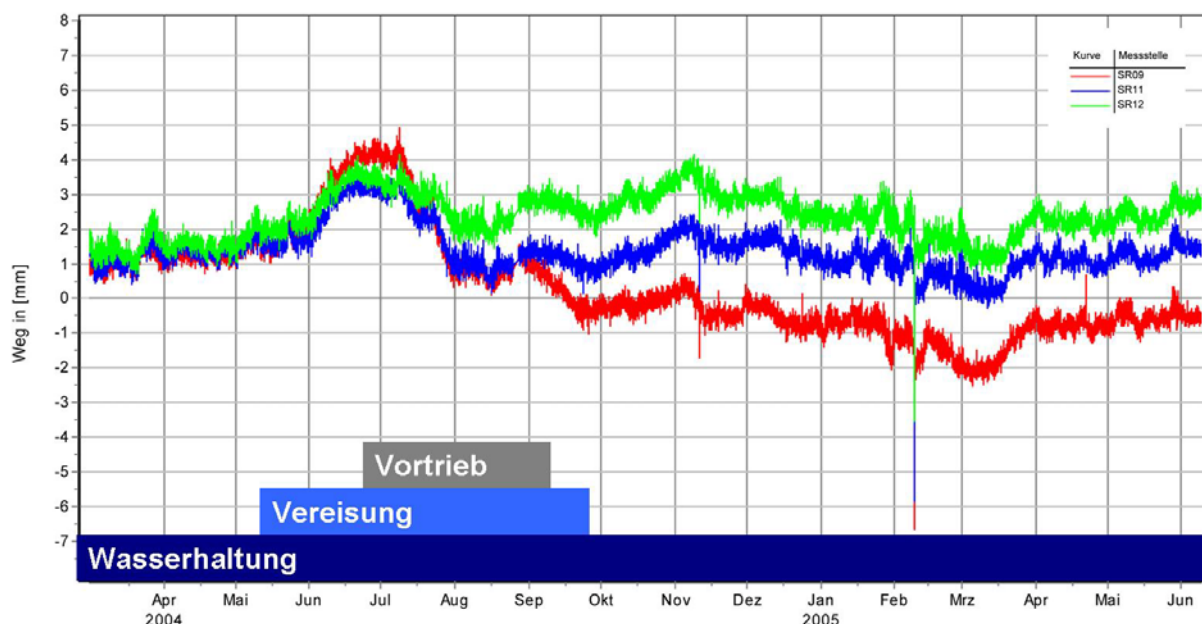


Abb. 4.9: Zeitlicher Verlauf der Messwerte in der Querachse Nord

Die gemessenen Vertikalverformungen sind durch den Bauablauf insgesamt gut nachvollziehbar. Die Mitte Mai einsetzenden Hebungen (s. Abb. 4.8) können auf Frosthebungen infolge des Auffriezens zurückgeführt werden. Diese Hebungen brechen ab, sobald der Vortrieb den entsprechenden Aufnehmer unterfährt. Das zeitlich versetzte Unterfahren der einzelnen Aufnehmer führt zu einem ebenfalls zeitlich versetzten Auftreten der Hebungsspitzen der Aufnehmer Nr. 9 bis Nr. 3 entsprechend dem Tunnelvortrieb.

Danach tritt eine kurze Ruhephase ein, bis mit dem Abschalten der Vereisung Tausetzungen eintreten, welche bis ca. März 2005 anhielten. Ab Ende März 2005, also lange nach Ende der Baumaßnahmen, weisen die Messstationen geringe „Hebungen“ auf (s. Abb. 4.9). Da dies auf alle Messstationen zutrifft, ist es eher wahrscheinlich, dass sich die Referenzstation gesetzt hat oder Drifterscheinungen maßgebend wurden.

In Abb. 4.10 ist ein Vergleich der geodätischen Messung des Nivellementpunkts G10 etwa in Mitte des Rathausflügels mit den Schlauchwaagenmessungen der benachbarten Messstation S06 dargestellt. Die Messkurve der Schlauchwaage wurde hierbei kurz vor Beginn der Vereisung, d.h. zu einem Zeitpunkt, zu dem großflächig wirksame Setzungen aus der Wasserhaltung größtenteils abgeklungen waren und bevor kleinräumige Verformungen infolge Frosthebungen und Vortrieb auftraten, gleich der geodätischen Kurve gesetzt.

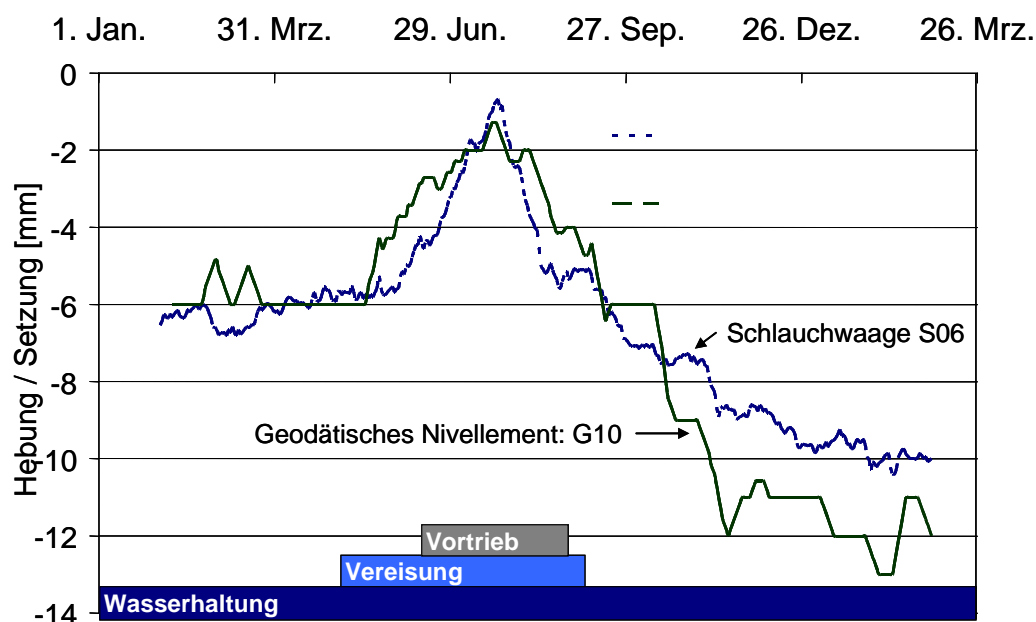


Abb. 4.10: Vergleich der Schlauchwaagenmessung S06 mit der geodätischen Messung G10

Die Messungen zeigen insgesamt eine gute Übereinstimmung. Ursache für die geringen Messunterschiede sind vermutlich die unterschiedlichen Positionen der Messpunkte. Der Höhenbolzen G10 sitzt an der hoch belasteten Außenmauer des Gebäudeflügels, während sich der Messaufnehmer S06 der Schlauchwaage zwei Geschosse tiefer im Kriechgang befindet, dessen Seitenwände nur durch die Bodenplatte des darüber befindlichen Kellerganges belastet werden.

Insgesamt gesehen können die beiden Messsysteme im Vergleich wie folgt bewertet werden: Gegenüber der Schlauchwaage ist das Nivellement das deutlich robustere System. Es ist baupraktisch unempfindlich gegenüber Luftdruck- und Temperaturschwankungen.

Die Aufnehmer der Schlauchwaage besitzen eine Auflösung von 0,1 mm. Trotz Temperaturkompensation und Ausgleich der jeweiligen Drifterscheinungen zeigten die Messwerte jedoch tageszeitliche Schwankungen, so dass aussagekräftige Werte erst ab relativen Änderungen in den Messwerten von grob etwa 0,4 mm vorlagen. Damit ist die Genauigkeit der Schlauchwaage hinsichtlich des Aussagegehalts nicht wesentlich besser als die des hier verwendeten Nivellements.

Der Vorteil der Schlauchwaage ist, dass sie auch bei beengten räumlichen Verhältnissen und bei schwierigen Lichtverhältnissen einsetzbar ist. Nach der Montage und Inbetriebnahme ist mit Ausnahme von kurzzeitigen Wartungsarbeiten (z.B. Entlüften der Aufnehmer) kein Zutritt zu den zu überwachenden Stellen notwendig, da die Daten per Fernabfrage jederzeit ausgelesen werden können. Weiterhin sind nahezu beliebig kleine Messintervalle möglich, die Genauigkeit bei kurzen Zeitabständen ist gegenüber dem Nivellement deutlich größer und es kann ein automatisches Alarmsystem installiert werden.

Wichtig ist jedoch eine ausreichend lange Vorlaufzeit der Montage, um insbesondere die Kontrolle einer werkseitig eingebauten Temperaturkompensation im Sinne einer projektspezifischen Objektuntersuchung unter den vor Ort herrschenden Temperaturen vornehmen zu können.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass das Ziel der Schlauchwaagenmessungen, die zeitlich hochauflösende Dokumentation der Setzungs- bzw. Hebungsdifferenzen innerhalb der



Messkette, erreicht wurde, wodurch die gewünschte lückenlose Kontrolle während der Baumaßnahme gewährleistet war.

### 4.3 Verformungsmessungen mit einer elektronischer Totalstation

#### 4.3.1 Messsystem und Anwendung im Tunnelbau

Unter Totalstationen werden elektronische Tachymeter verstanden, die die Horizontalrichtung, den Vertikalwinkel sowie die Schrägstrecke nach dem Zielvorgang selbsttätig messen. Die Distanzmessung erfolgt elektronisch. Dabei wird entweder nur die Laufzeit, oder - bei präziseren Tachymetern - Laufzeit und Phasenverschiebung eines ausgesandten und im Zielpunkt reflektierten Lichtstrahls gemessen. Moderne Tachymeter sind optional mit Laserentfernungsmessern ausgestattet, die reflektorlos auf nahezu jeder Oberfläche messen können.

Die Basis absoluter Verschiebungsmessungen mit einer Totalstation bilden die stabilen Referenzpunkte bestehend aus Prismen oder Reflex-Zielzeichen („Katzenaugenreflektoren“), die gleichmäßig im Messbereich verteilt und an der Tunnellaubung bzw. am Ausbaubogen fixiert sind.

Die Messungen zu den Referenz- bzw. Messpunkten werden von einer entweder fest an der Tunnellaubung installierten (s. Abb. 4.11) oder einer frei stationierten Totalstation aus vorgenommen. Bei der fest installierten Totalstation erfolgt die Messung der einzelnen Punkte in dem zuvor eingegebenen Intervall automatisch. Bei der freien Stationierung misst sich das System zunächst an den Referenzpunkten ein, um absolute Messergebnisse erhalten zu können.

Nach Haag und Stengele, 1999 kann bei der Verwendung einer Präzisionsmessstation mit Prismen eine Genauigkeit von  $\pm 0,6$  mm erzielt werden.

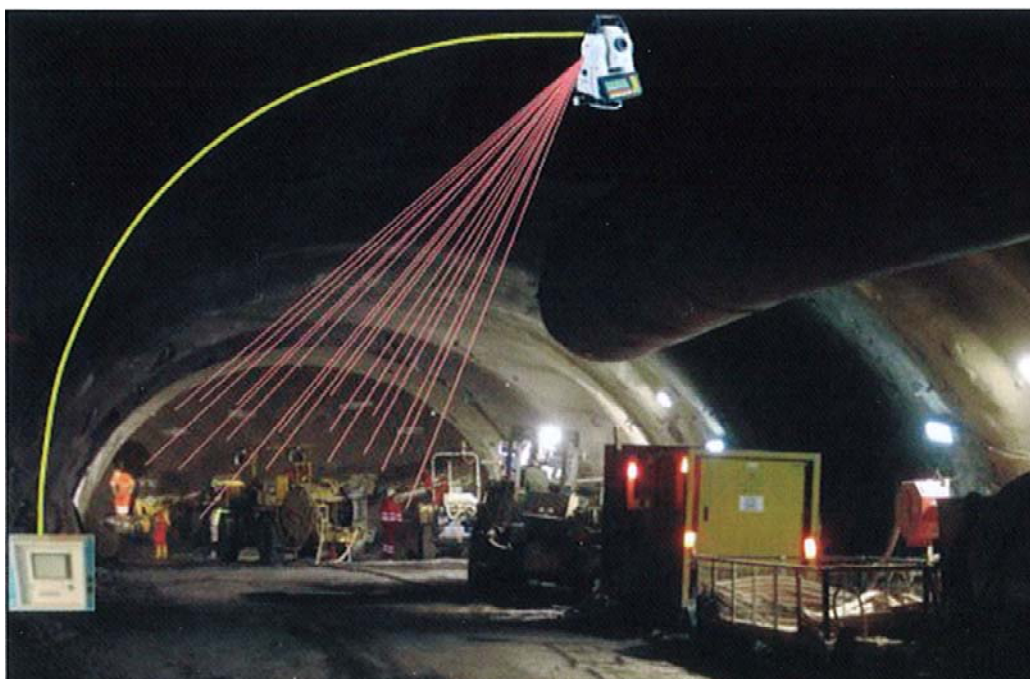


Abb. 4.11: Ortsbrustvermessung mit einer fest installierten Totalstation (Egger und Schukoff, 2007)

### 4.3.2 Entwicklungen bei der Auswertung der Vermessungsdaten mit Totalstationen

Gegenüber klassischen, relativen Verformungsmessungen im Tunnelbau (z.B. Konvergenzmessungen) bietet die Messung mit einer elektronischen Totalstation durch die größere Informationsvielfalt, die Automatisierung und die Angaben von absoluten Größen deutlich mehr Möglichkeiten der Auswertung und Interpretation der Messergebnisse. Die neben dem herkömmlichen Zeit-Verschiebungsdiagramm in der Praxis gängigen Auswerteverfahren haben Schubert et al., 1997 wie folgt zusammengefasst und deren Aussagegehalt beschrieben:

- **Einflusslinien bzw. Einflussflächen:** Es werden Verformungen oder Verformungsgeschwindigkeiten (z.B. Firstsetzungen) entlang des Tunnels zu verschiedenen Zeiten dargestellt (s. Abb. 4.12). Es können einzelne Linien (z.B. Firstsetzung entlang des Tunnels) oder Flächen (Abwicklung der Tunnellaubung) dargestellt werden. Die Zu- bzw. Abnahme der Verformungseigenschaften äußert sich direkt durch eine Zu- oder Abnahme der Flächen zwischen den Einflusslinien.
- **Tendenzlinien bzw. Tendenzflächen:** Abgreifen von Werten aus Einflusslinien oder Einflussflächen, die einen bestimmten räumlichen oder zeitlichen Abstand von der Ortsbrust besitzen. Gegenüber den Einflusslinien und -flächen lassen sich damit noch besser Veränderungen der geologischen Verhältnisse feststellen (s. Abb. 4.12).
- **Vektorendarstellung im Messquerschnitt:** Es wird die Größe und Richtung der Verschiebung einzelner Messpunkte im Messquerschnitt (s. Abb. 4.13) bzw. im Raum (Lagekugel) angetragen. Weiterführend lassen sich auch Setzungsdifferenzen (z.B. Oberflächen- zu Firstsetzung) oder aber Verhältniswerte darstellen. Der Vorteil der Darstellung von Verhältniswerten ist, dass diese weniger von der Gebirgssteifigkeit abhängig sind. Insgesamt ermöglichen Vektorendarstellungen ein gutes Verständnis der kinematischen Vorgänge rund um den Hohlraum und insbesondere Störungen, die im spitzen Winkel zur Tunnelachse verlaufen, können frühzeitig erkannt werden.

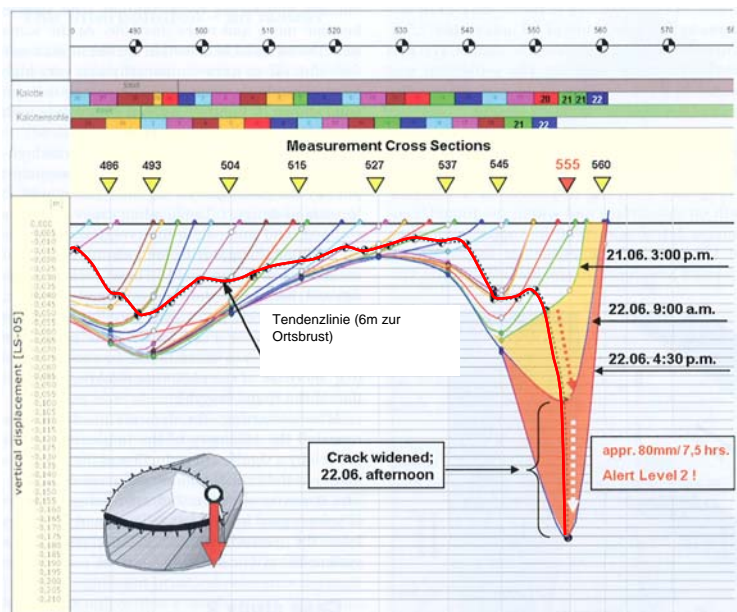


Abb. 4.12: Beispiel einer Einfluss- und einer Tendenzlinie bei einem Kalottenvortrieb (Brandtner et al., 2007)

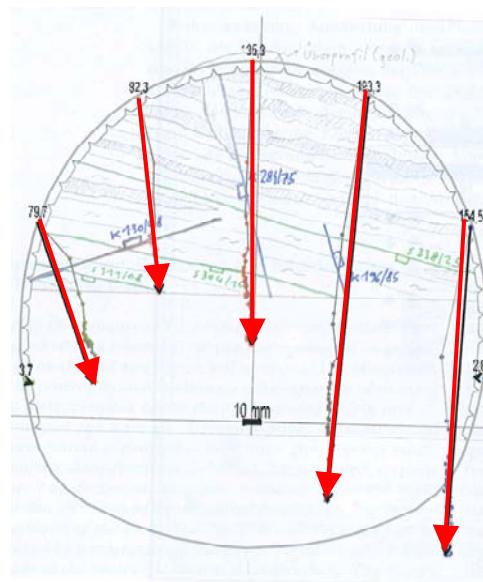


Abb. 4.13: Beispiel einer vektoriellen Verformungsdarstellung (Vergeiner et al., 2007)

Aufbauend auf den Möglichkeiten der absoluten Verformungsmessung wurden Forschungen betrieben, um nicht nur die Messung sondern auch die Interpretation der Messergebnisse zu automa-

tisieren. Im Ergebnis stellten Großauer und Lenz, 2007 eine Korrelationstabelle vor, die Trendverläufe von Verschiebungsvektoren von 18 geologischen Situationen beinhaltet. Durch einen gewerteten Abgleich der vorhandenen Messungen mit den Trendverläufen soll es möglich sein, in gewissem Rahmen bestimmte geologische Situationen automatisch zu identifizieren und so unabhängig von der Beurteilung des Fachmanns eine automatisierte Gefahrenvorausschau zu betreiben. Kritisch sei hierzu angemerkt, dass es trotz aller Automatisierung immer erforderlich sein wird, dass die Messergebnisse ausführlich durch einen Fachmann beurteilt werden. Ob die beschriebene Korrelationstabelle in Programmen letztendlich mit Erfolg angewendet werden kann, wird die Praxis zeigen.

### 4.4 Laserscanning

#### 4.4.1 Messsystem und Anwendung im Tunnelbau

Eine geradezu revolutionäre Weiterentwicklung in der Geodäsie in den letzten Jahren ergab sich durch den Einsatz des Laserscanning-Verfahrens. Es ermöglicht die Aufnahme von Flächen durch räumliche Punktwolken einzelner objektdefinierter Zielpunkte und bietet damit vollkommen neue Möglichkeiten einer schnellen räumlichen Vermessung von Bauwerken oder Bauteilen (Wunderlich, 2002). In der Tunnelbaupraxis findet das terrestrische Laserscanning-Verfahren zunehmende Anwendung bei der Dokumentation und Abrechnung von Tunnelbauwerken (z.B. Ermittlung der Spritzbetondicke, Aufnahme des Über- bzw. Unterprofils, ...) und in der Messung von Verformungen bzw. Verformungsgeschwindigkeiten (z.B. Ortsbrustvermessungen) während und nach dem Ausbruch.

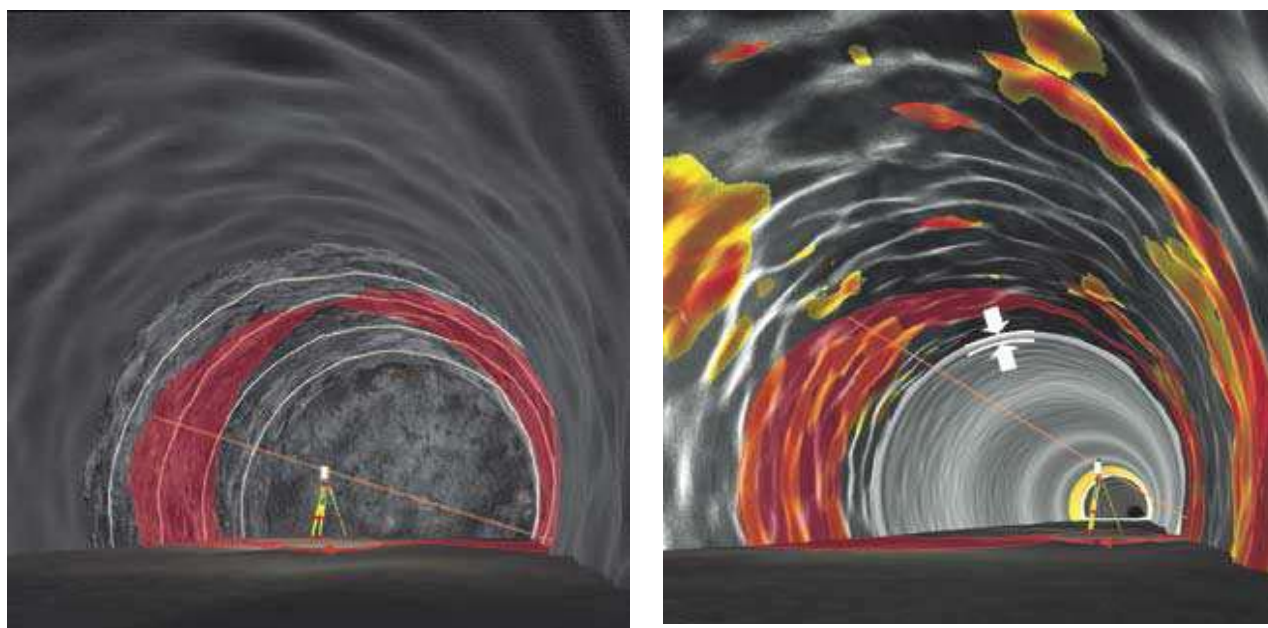


Abb. 4.14 a und b: Dokumentation und Darstellung des Über- bzw. Unterprofils sowie der Spritzbetondicke durch Laserscans (Amberg Technologies, 2008 aus Ohlmann-Bartusel, 2008)

Das Funktionsprinzip eines Laserscanners basiert auf der vektoriellen Abtastung von Objekten mit einem Laserstrahl in einem gleichmäßigen Raster innerhalb eines vorgegebenen Zielbereichs.

Hierbei werden für jede diskrete Strahlrichtung zwei Raumwinkel (Horizontal- und Vertikalwinkel) sowie die Schrägdistanz zum Auftreffpunkt ständig registriert. Das Ergebnis dieses vektoriellen Raster-scannings ist eine 3D-Punktwolke im lokalen Scannerkoordinatensystem. Zu jedem Rasterpunkt steht ein Intensitätswert des reflektierten Laserstrahls als zusätzliche Information unmittelbar zur Verfügung.

Die Messung kann mit dem Phasenvergleichsverfahren und dem Laufzeitverfahren erfolgen (Staiger, 2005; Wunderlich und Staiger, 2008). Beim Phasenvergleichsverfahren ist das Messsignal dauerhaft intensitätsmoduliert. Die Strecke ergibt sich aus einem Phasenvergleich zwischen dem ausgesandten und dem reflektierten Signal. Damit kann eine sehr hohe Messfrequenz erzielt werden, allerdings ist die maximale Reichweite mit ca. 100 m gering. Beim Laufzeitverfahren wird die Strecke aus der direkt gemessenen Laufzeit des Impulses abgeleitet. Damit lassen sich wesentlich längere Strecken (200 m bis 2000 m) mit allerdings geringerer Messrate erfassen. Im Tunnelbau ist insbesondere das Phasenvergleichsverfahren von Interesse.

Als Ergebnis liegen die Raumkoordinaten der Oberflächenmesspunkte vor. Die Messpunkte werden zu einer Pixelwolke zusammengefasst und in ein CAD-System übertragen. Am Bildschirm des angeschlossenen Rechners erhält der Betrachter das räumliche Abbild der gescannten Objekte. Bei unterschiedlichen Zielbereichen oder wechselnden Standpunkten des Geräts müssen die Pixelwolken zueinander orientiert und in ein geeignetes Koordinatensystem transformiert werden. Dazu sind mindestens drei identische Passpunkte je Aufnahme notwendig, um den Bezug zwischen Sensorkoordinatensystem und übergeordnetem Koordinatensystem herzustellen.

Gerade bei der Tunneldokumentation mit Laserscans ist die Visualisierung der Ergebnisse ein wichtiger Baustein, um die Vielzahl der Messergebnisse beurteilen zu können. Neben der klassischen Dokumentation in Schnitten oder Abwicklungen sowie farblichen räumlichen Darstellungen (z.B. Abb. 4.15) existiert die Möglichkeit der Kopplung mit einer zusätzlichen Fotodokumentation. Wie im Rahmen eines Forschungsvorhabens untersucht wurde (Chmelina, 2007), bietet die Zukunft vielleicht die Möglichkeit, dass im Sinne von „Virtual reality VR“ bzw. „Augmented reality AR“ dem Anwender, z.B. durch besondere Brillen bzw. Kameras, Zusatzinformationen im Blickfeld erscheinen können.

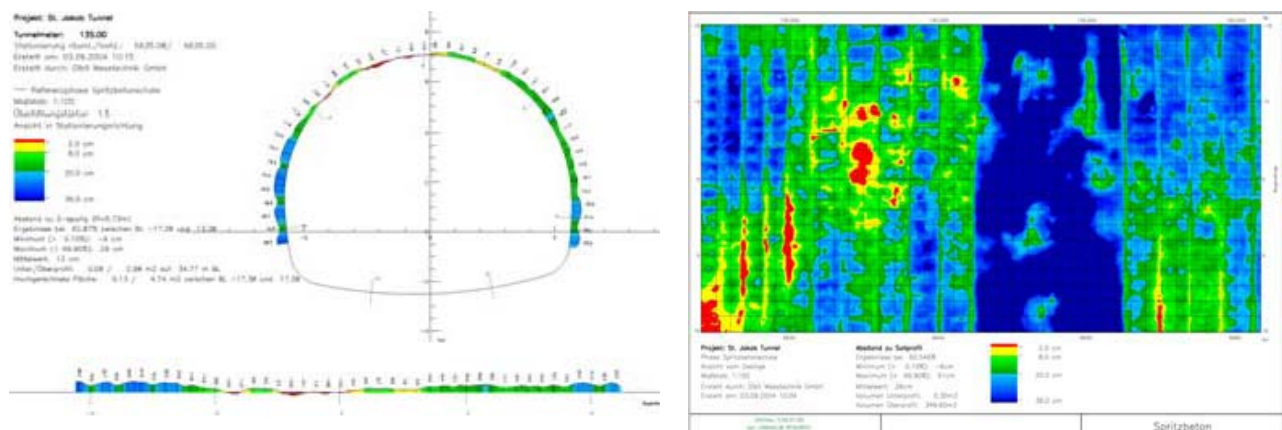


Abb. 4.15 a und b: Darstellung des Über- und Unterprofils im Schnitt und in der Abwicklung der Tunnellai-bung (Amberg Technologies, 2008)



Abb. 4.16: Mögliche AR-Anwendung im Tunnelbau (aus Chmelina, 2007)

Insgesamt wird die Entwicklung der Messtechnik im Tunnelbau nach Ingensand und Wunderlich, 2009 dazu führen, dass die derzeit zum Einsatz kommenden Messtechniken wie Laserscanning und Tachymeter universeller werden und sich ihr Einsatzbereich aufgrund zunehmender Genauigkeit und vergrößertem Messbereich weiter ausdehnt. Es ist anzunehmen, dass in naher Zukunft Messsysteme eingesetzt werden können, die mehrere Technologien miteinander vereinen, welche dann der jeweiligen Aufgabenstellung entsprechend eingesetzt werden können.

### **4.4.2 Anwendungsbeispiel: Erfassung flächenhafter Ortsbrustdeformationen bei der Stadtbahnlinie U6 Fasanenhof in Stuttgart**

#### **4.4.2.1 Motivation**

Es gibt in der Forschung vielfältige Fragestellungen, die die Ermittlung von Ortsbrustdeformationen in Abhängigkeit von der Zeit nach dem Abschlag benötigen. Aber auch für die Baupraxis erscheint die Ermittlung von Ortsbrustdeformationen als gute Möglichkeit, um geologische Veränderungen und mögliche Gefährdungspotenziale, wie z.B. duktile Bruchvorgänge an der Ortsbrust, vorauseilend erkennen und frühzeitig Gegenmaßnahmen einleiten zu können. In der Vergangenheit wurden bereits Ortsbrustverformungen mit Totalstationen gemessen (Eger und Schukoff, 2007), wobei mit Totalstationen nur einzelne Punkte und keine Flächen vermessen werden können, was sich vermutlich hinsichtlich des Aussagegehalts und der Genauigkeit gegenüber dem flächenhaften Laserscanning als ungünstiger erweist.

Als Anwendungsbeispiel werden nachfolgend Messungen vorgestellt, die im Rahmen einer Projektforschung unter maßgeblicher Beteiligung des Lehrstuhls für Geodäsie sowie des Zentrum Geotechnik der TU München beim Spritzbetonvortrieb U6 Fasanenhof in Stuttgart ausgeführt wurden (Ohlmann-Bartusel et al., 2009). Es wurden die Ortsbrustdeformationen während zweier Kalottenabschläge mit Laserscanning-Messungen ermittelt. Mit den Messungen sollte untersucht werden, ob anhand von Ortsbrustverformungen Rückschlüsse auf die Ortsbruststandsicherheit gezogen werden können (s. auch Höfle und Fillibeck, 2007) und ob das Messverfahren baupraktisch anwendbar ist. Hinsichtlich des zweiten Aspekts ergaben sich 4 wesentliche Fragestellungen, auf die nachfolgend näher eingegangen wird:

- Kann die Messung schnell ausgeführt werden, ohne den Bauablauf stark zu beeinträchtigen?
- Ist die Genauigkeit der Messung ausreichend?
- Kann eine Auswertung unmittelbar nach der Messung erfolgen?
- Können die Messungen so zeitnah ausgewertet werden, dass kritische Situationen rechtzeitig erkannt und ihnen entgegengewirkt werden kann?

##### 4.4.2.2 Messkonzept und Ergebnisse

Begleitend zum laufenden Vortrieb wurden am 29.09.2008 sieben statische Laserscanning-Messungen zur Bestimmung der Ortsbrustdeformationen während zweier Abschläge durchgeführt (jeweils Nullmessung und 2 bzw. 3 Folgemessungen). Bei dem Vortrieb handelt es sich um einen Vortrieb mit kurz vorauseilender Kalotte. Der Ausbruchquerschnitt betrug insgesamt 72 m<sup>2</sup> bei einer Breite von 9,2 m und einer Höhe von 7,4 m. Gemäß den Baugrunduntersuchungen wurde erwartet, dass im relevanten Bereich das auftretende Kluftwasser mit einem Druck ansteht, der über die Firste reicht und dass an der Ortsbrust entfestigte, mürbe Ton- und Mergelsteine des Lias (Angulatusandstein und Pylonotenton) anstehen. Für diese als Weichgesteine bezeichneten Formationen wurde ein E-Modul von 60MN/m<sup>2</sup> prognostiziert. Allerdings stellte sich das angetroffene Gebirge deutlich günstiger dar, es war nur bereichsweise mürbe und entfestigt, so dass bereits vor der Messung fest stand, dass die Ortsbrustverformungen kleiner ausfallen, als gemäß der Prognose erwartet.

Die Messergebnisse sowie detaillierte Angaben zur Auswertung sind in einem Forschungsbericht detailliert zusammengefasst (Ohlmann-Bartusel et al., 2009).

Das Zeitfenster für eine Messung wurde auf 15 Minuten angesetzt und konnte durchgängig eingehalten werden. Die reine Messdauer des Instruments bei der gewählten Auflösung von 3,1 mm x 3,1 mm auf 10 m Objektentfernung betrug 7 min, die anderen 8 min wurden für den Auf- und Abbau des Instruments und dessen Bedienung benötigt. Jede gemessene Punktwolke lag in einem spezifischen lokalen Scannerkoordinatensystem unmittelbar nach der Messung vor.

Um die für jeden Abschlag durchgeführten zeitversetzten Messungen vergleichen zu können, wurde eine Registrierung der Punktwolken durchgeführt. Die Registrierung liefert Transformationsparameter, mit deren Hilfe die lokalen Scannerkoordinaten der Folgemessungen in das Scannerkoordinatensystem der Nullmessung transformiert werden können. Insgesamt wurden für die Messungen neun Passkugeln und sechs (laminierte) Passmarken installiert und für die Registrierung verwendet (s. Abb. 4.17).



Abb. 4.17: Laserscanningmessung mit lokalem Scannerkoordinatensystem (blau), Passkugeln (grün) und Passmarken (rot)

Die verwendeten Messkomponenten sind in Abb. 4.18 dargestellt. Der verwendete Laserscanner Leica HDS6000 beruht auf dem Phasenvergleichsverfahren und gilt als ein Standardinstrument für das Laserscanning im Tunnelbau. Die Darstellung der Ortsbrustdeformationen erfolgte im Speziellen mit der Softwareentwicklung TunnelDefo des Lehrstuhls für Geodäsie.

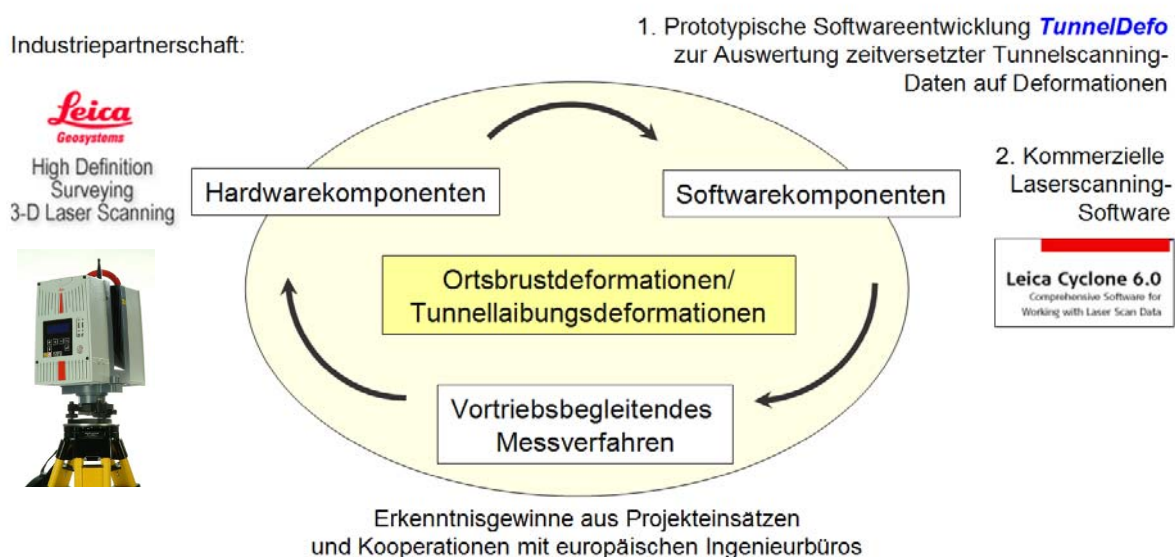


Abb. 4.18: Systemkomponenten Tunnel-Scanning am Lehrstuhl für Geodäsie der TU München (aus Ohlmann-Bartusel, 2009b)

Zum räumlich und zeitlich eindeutigen Vergleich der Punktwolken wurde eine spezielle Interpolation verwendet, so dass - optimal an die zur Auswertung herangezogene Punktdichte angepasst - pro 1 cm<sup>2</sup> flächendeckend auf der Ortsbrust ein repräsentativer Deformationswert ermittelt wird.

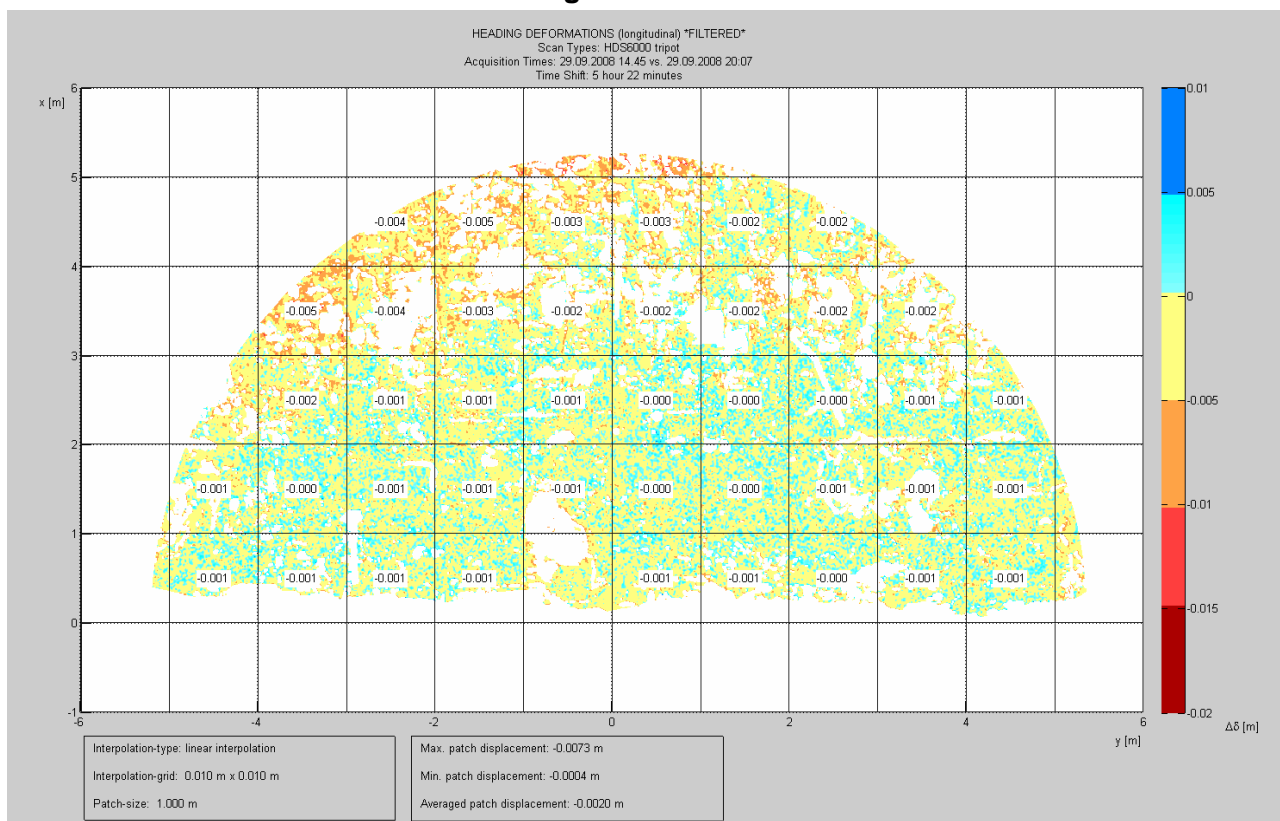
Eine Datenfilterung bildet den Hauptbestandteil einer verlässlich statistischen Analyse der durch Differenzbildung gewonnenen Ortsbrustdeformationen. Durch den Einsatz verschiedener Filter konnte ein durchschnittliches Rauschniveau von  $\pm 0,002$  m für die weitere Bearbeitung angesetzt werden. (Unter Rauschen wird im engeren Sinne der Genauigkeitseinfluss des instrumentellen Messrauschens sowie der Oberflächenrauigkeit auf die einzelnen Messwerte verstanden.)

Weiterhin wurde ein regional adaptiver Filter zur automatischen Eliminierung von Pseudodeformationen verwendet. Pseudodeformationen sind Deformationen, die nicht auf die Verformung der Ortsbrust zurückzuführen sind, sondern auf künstlich herbeigeführte Gestaltsänderungen wie Spritzbetonauftrag, angebrachte Sicherungselemente oder Materialabtrag zwischen den jeweiligen Messzeitpunkten.

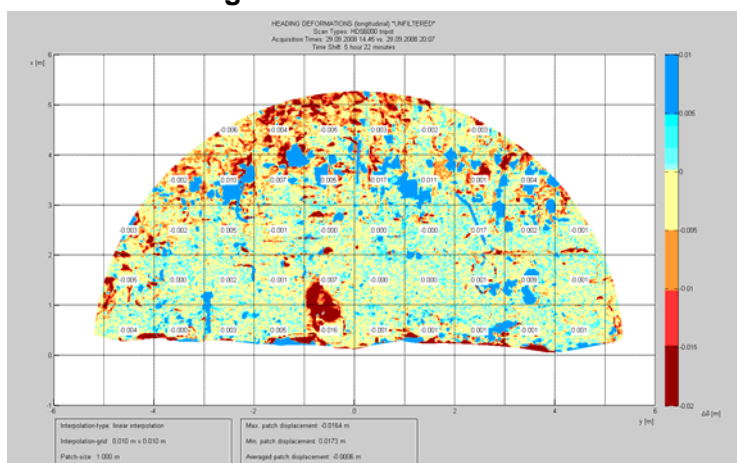
Nachfolgend ist beispielhaft für die durchgeführten Messungen die gemessene Horizontalverformung des 2. Abschlags nach der 3. Folgemessung (ca. 5 Stunden und 20 Minuten nach der Nullmessung) farbcodiert vor und nach der Eliminierung der Pseudodeformationen sowie die zugehörige Photographie dargestellt (Abb. 4.19). Das Gelb-/Blau-Rauschen im unteren Bereich des Ausschnitts bedeutet, dass nur sehr geringe Verformungen um den Null-Wert auftraten. Im Firstbereich wurden dagegen eindeutig zum Tunnel gerichtete Verformungen gemessen.

In Abb. 4.20 sind die Ergebnisse der Ortsbrustvermessungen einzelner Quadrate (Kacheln) der 3 Folgemessungen des 2. Abschlags zusammengefasst. Unter der Annahme, dass die Messwerte innerhalb einer Kachel normal verteilt sind, lässt sich der Mittelwert bestimmen und der Messfehler dadurch deutlich reduzieren (s. Angabe in Kachelmitte).

**Ortsbrustverformungen ohne Pseudodeformationen**



**Ungefilterte Deformationen**



**Photodokumentation**



(29.09.2008, 20:05)

Abb. 4.19 a bis c: Abschlag 2, 3. Folgemessung: Ortsbrustverformungen nach ca. 5 h 20 min.



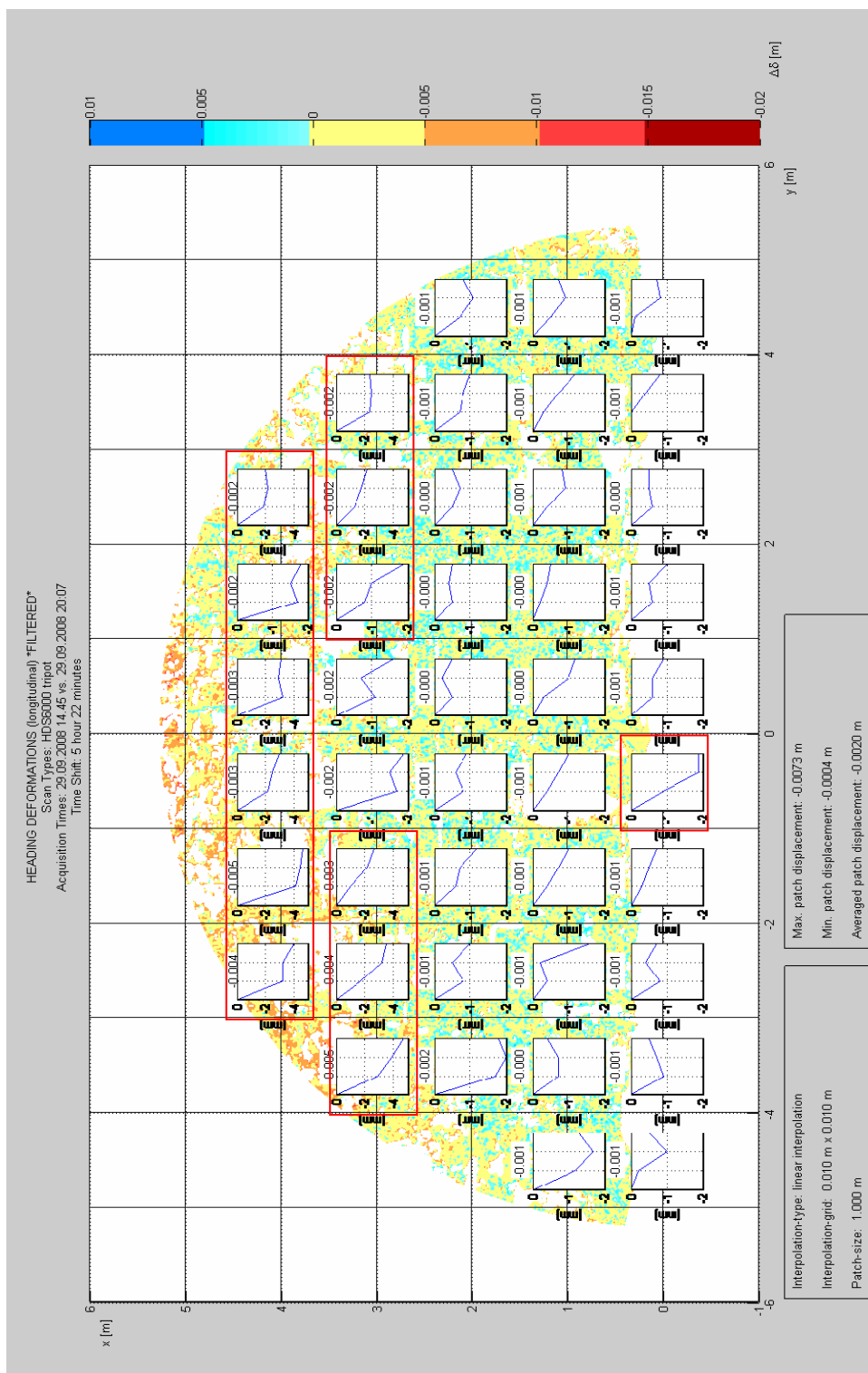


Abb. 4.20: Abschlag 2, gemittelte Ortsbrustverformungen zwischen der 1. und 3. Folgemessung (Negative Werte: Verformung zum Tunnel gerichtet)

#### 4.4.2.3 Bewertung der Messergebnisse

Die ausgeführten Messungen haben eindrücklich bewiesen, dass die Messung von Ortsbrustver-

formungen mit Laserscannern technisch möglich und auch unter baupraktischen Gesichtspunkten geeignet anwendbar ist. Die Messdauer von insgesamt 7 min, während der der Ortsbrustbereich jeweils nur eingeschränkt betreten werden kann, schränkt den Bauablauf nicht stark ein. Weiterhin liegt das Ergebnis kurz nach der Messung vor und in Zukunft wird es auch möglich sein, die Verformungsdifferenzen zu den Folgemessungen in geeigneter Darstellung und Qualität kurzfristig zu ermitteln, so dass die aus den Messungen zu ziehenden Schlüsse bezüglich der Ortsbruststandssicherheit unmittelbar nach den Messungen gezogen werden können. Wenn man berücksichtigt, dass die hier gemessenen Ortsbrustverformungen aufgrund der günstigen geologischen Verhältnisse sehr gering waren und die Messungen insbesondere dann zum Tragen kommen, wenn deutlich größere Ortsbrustdeformationen zu erwarten sind, sind die erreichbaren Genauigkeiten sicher ausreichend. Dies gilt um so mehr, als eine gemittelte Auswertung, wie sie beispielsweise in Abb. 4.20 dargestellt ist, eine deutlich bessere Genauigkeit aufweisen wird als der einzelne Lasermesswert.

Aufgrund der sehr positiven ersten Ergebnisse steht einer längerfristigen Erprobung der Ermittlung von Ortsbrustdeformationen mit Laserscannern in Forschung und Praxis nichts im Wege. Messtechnisch steht dabei im Vordergrund, dass die hier verwendete Software TunnelDefo den Anforderungen entsprechend erweitert und verbessert wird und dass sich durch weitere Erfahrungen und Untersuchungen noch genauere Angaben über die realisierbare Genauigkeit machen lassen. Zudem wäre ein Vergleich zwischen Ortsbrustdeformationsmessungen mit Laserscannern und Totalstationen interessant.

Schon jetzt lässt sich aussagen, dass vom tunnelbautechnischen Standpunkt aus die Bestimmung von Ortsbrustdeformationen mit Laserscannern für die Forschung von vielfältigem Interesse ist. Aber auch für die Praxis bietet das Verfahren die Möglichkeit, dass in geologisch schwierigen Bereichen Gefährdungen frühzeitig erkannt werden und so das Sicherheitspotential erhöht wird. Allerdings wäre noch im Zuge einer längeren Projektanwendung zu untersuchen, wie sich derartige Messungen und Auswertungen in den alltäglichen Bauablauf integrieren lassen und wie die erhaltenen Informationen am besten umgesetzt werden können.

#### **4.5 Datenmanagementsysteme**

Die unüberblickbare Vielzahl der mit der automatischen Datenerfassung von Messungen erhaltenen Informationen macht eine strukturierte Abspeicherung dieser Informationen zwingend erforderlich. Dabei gehen die Entwicklungen dahin, dass in großen Datenbanken nicht nur sämtliche Vermessungsdaten sondern auch geotechnische Daten (Ortsbrustaufnahmen, Erkundungsergebnisse, Laborergebnisse), Vortriebsdaten von Tunnelvortriebsmaschinen bzw. der temporären Sicherungsmaßnahmen und allgemeine Betriebsdaten des Tunnels, und zwar von der Planung bis zum Betrieb verwaltet werden (s. Abb. 4.21).

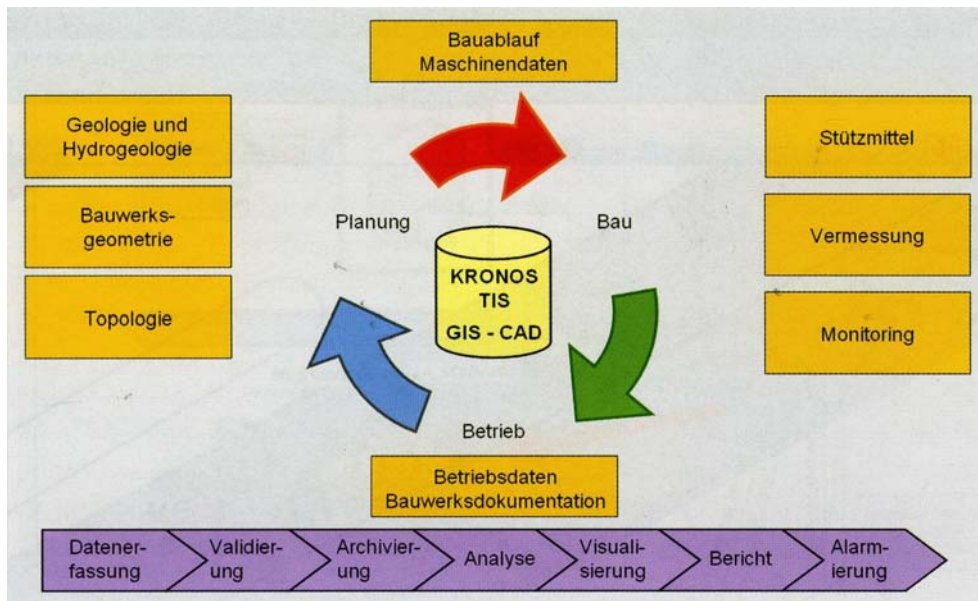


Abb. 4.21: Schematische Darstellung von im Verlauf eines Tunnelprojekts anfallenden Daten (Prader und Chmelina, 2009)

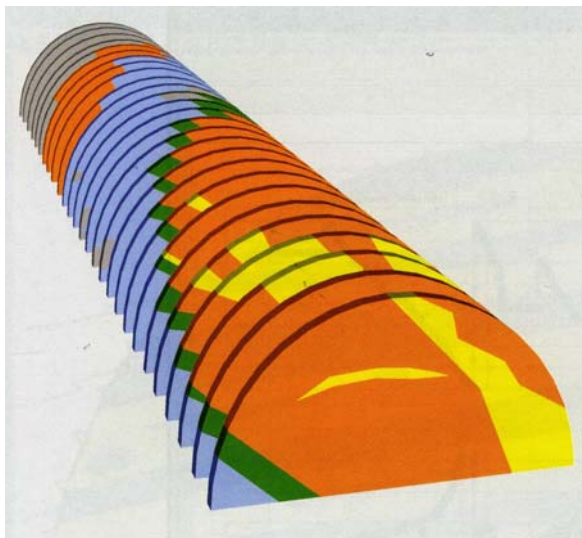


Abb. 4.22: Darstellung von 3D-Ortsbrustaufnahmen (Gusenbauer, 2009)

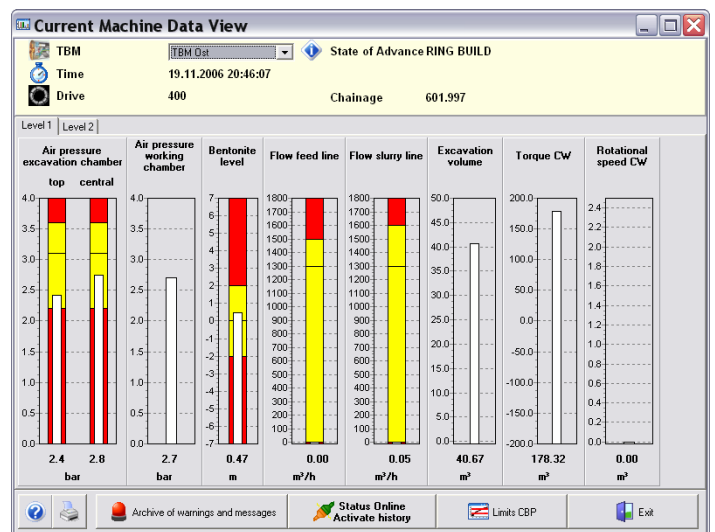


Abb. 4.23: Darstellung von Vortriebsmaschinendaten (VMT, 2009)

Hierzu wurden in den letzten Jahren verschiedene Datenbanken entwickelt (z.B. VMT, 2009, Prader und Chmelina, 2009; Gusenbauer, 2009), die im Rahmen erster Projekte erprobt und derzeit fortlaufend weiterentwickelt werden.

Eine besondere Herausforderung ist es hierbei, dass die Daten nicht nur gesondert erfasst, sondern auch ohne zeitliche Verzögerungen weiterverarbeitet werden, so dass - z.B. bei Vortriebsmaschinen - ein steuernder Eingriff erfolgen kann. Beispielsweise berichten Dorgarten et. al., 2007 von der Anwendung des Systems ATDS (Advanced Tunnel Driving Steering) beim Hydroschildvortrieb, welches die Vermessungsdaten von Totalstationen bzw. Schlauchwaagen unmittelbar dem Schildfahrer anzeigt. So können die Ergebnisse z.B. für die Änderung des Stütz- bzw. Schildschwanzverpresdrucks zur Reduzierung etwaiger Verformungen unmittelbar berücksichtigt wer-

den. Ähnliche Verfahren werden derzeit von führenden Schildmaschinenherstellern erforscht und umgesetzt.

Weitere, teils bereits umgesetzte Herausforderungen der vorgenannten Datenbanken sind:

- Automatische Alarmfunktionen
- Automatische Berichtserstellung
- Automatisierung von Steuerungsfunktionen
- Verwaltung und Steuerung von Zugriffsrechten und Sicherung der Datenmengen, online-  
Informationsübertragung
- Visualisierung 3-dimensionaler Daten
- Verbesserungen in der Methodik zum einfachen Auffinden der gewünschten Informationen

Insgesamt kommt man bei der in der nächsten Zeit noch zunehmenden Datenflut nicht umhin, weitere Anstrengungen zu unternehmen, um diese Datenmengen auch geeignet verwalten und intelligent nutzen zu können. An dieser Stelle sei kritisch angemerkt, dass die Datenmengen keinem Selbstzweck dienen und dass insbesondere im Tunnelbau trotz aller Automatisierung der Fachmann, der die Gesamtsituation letztendlich einschätzt und beurteilt, nicht ersetzt werden kann. Das Datenmanagementsystem wird immer ein, wenn auch wichtiges Hilfsmittel bleiben, dem Fachmann aus der Fülle der Daten die wesentlichen Informationen kurzfristig, einfach und möglichst anschaulich zur Verfügung zu stellen. Dieses Ziel muss ein geeignetes Datenmanagementsystem vorrangig erfüllen.

## 5 Mathematische Beschreibung der Setzungsmulden

### 5.1 Allgemeines

Die Oberflächensetzungen werden mittels einzelner Messpunkte gemessen, sie bilden auf der Zeitachse und bezogen auf Messstrecken an der Geländeoberfläche Messketten. Um die Messketten in Längs- und Querrichtung miteinander vergleichen zu können, müssen sie mit Funktionen beschrieben werden, die sich bestmöglich an die Messpunkte anschmiegen. In Abschnitt 5 und 6 wird zunächst darauf eingegangen, wie Setzungsmulden beschrieben und ausgewertet werden können, bevor in Abschnitt 7 die Setzungsmulden untereinander verglichen werden, woraus sich dann das empirische Prognoseverfahren ableitet.

In Abb. 5.1 ist das verwendete Koordinatensystem zur Beschreibung von Setzungsmulden dargestellt.

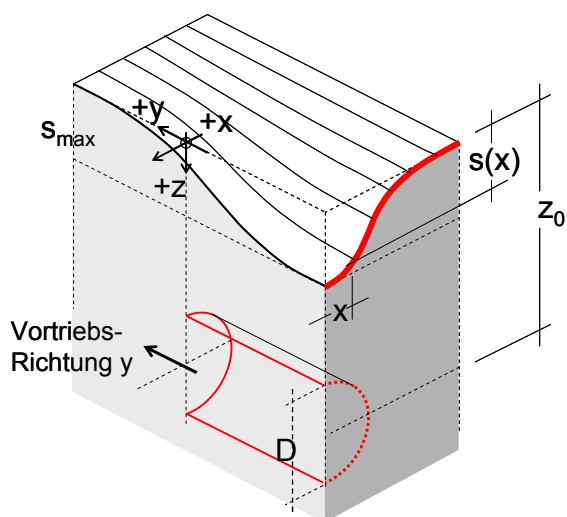


Abb. 5.1: Koordinatensystem zur Beschreibung von Setzungsmulden

Es bedeuten:

- $s_{\max}$ : Maximale Setzung über der Firste (1. Vortrieb)
- $x$ : Horizontaler Abstand zur Tunnelachse senkrecht zur Vortriebsrichtung
- $s(x)$ : Setzungen im horizontalen Abstand  $x$  von der Tunnelachse (1. Vortrieb)
- $D$ : Tunneldurchmesser bei kreisrundem Querschnitt bzw. Tunnelhöhe
- $z_0$ : Vertikaler Abstand zwischen GOK und Tunnelachse

Bei 2 nebeneinander liegenden Vortrieben (Parallelvortrieb) wird zur Unterscheidung die Setzung der zuerst aufgefahrenen Tunnelröhre mit dem Index „1“, die ausschließlich aus der nachfolgenden zweiten Tunnelröhre entstehende Setzung mit dem Index „2“ und die Gesamtsetzung (1. und 2. Tunnelröhre) mit dem Index „ges“ versehen.

## 5.2 Quersetzungsmulde

Zunächst wird die Setzungsmulde senkrecht zum Vortrieb betrachtet (Quersetzungsmulde). Zur mathematischen Beschreibung der Setzungsmulde ist eine Funktion zu wählen, die die Form der Setzungsmulde möglichst genau wiedergibt. Neben der Gauß'schen Normalverteilungsfunktion, die von Schmidt, 1969 und Peck, 1969 erstmalig zur Beschreibung einer Setzungsmulde herangezogen wurde und sich in der Fachwelt auch weitgehend durchgesetzt hat, wurden zur Beschreibung der Setzungsmulden vorab noch folgende Funktionen auf ihre Eignung untersucht (Koller, 2006):

- Polynom 4. Grades
- Sinus-Funktion
- Aus Abrundungen und Geraden zusammengesetzte Funktionen

Im Vergleich hat sich gezeigt, dass durch die Gauß'sche Normalverteilungsfunktion (nachfolgend kurz „Gauß-Funktion“) die Setzungsmulde mit Abstand am besten wiedergegeben werden kann und zudem gegenüber zusammengesetzten Funktionen vergleichsweise einfach zu ermitteln und zu beschreiben ist. Sie wurde daher für die nachfolgenden Auswertungen verwendet.

Bei Verwendung der Gauß-Funktion wird die Setzung  $s(x)$  an der Stelle  $x$  wie auch das Volumen der Setzungsmulde  $V_s$  an der Geländeoberfläche je m Vortrieb durch 2 Parameter, die maximale Setzung  $s_{\max}$  sowie den Abstand  $i$  des Wendepunkts von der Tunnelachse bestimmt (siehe Gl. 5.1 und Abb. 5.2).

$$s(x) = s_{\max} \cdot e^{-\frac{x^2}{2i^2}} \quad \text{Gl. 5.1}$$

Der Wendepunkt  $i$  (point of inflection) entspricht nach Gauß der Standardabweichung. Er ist ein Maß für die Breite der Setzungsmulde.

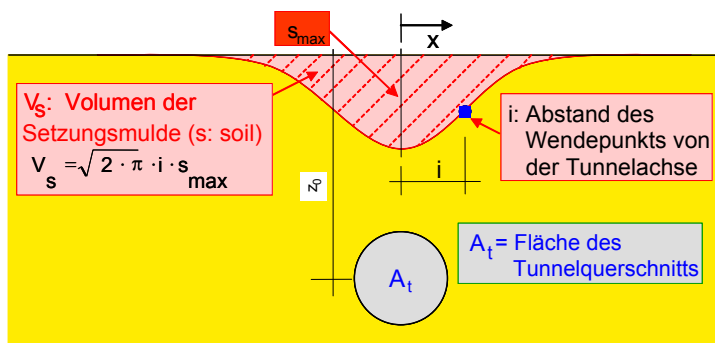


Abb. 5.2: Definitionen zur Beschreibung d. Setzungsmulde

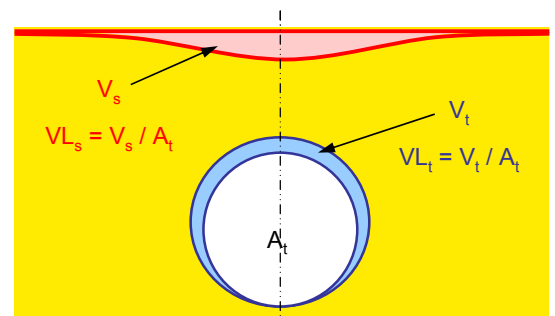


Abb. 5.3: Definition von  $VL_s$  und  $VL_t$

Die Querschnittsfläche der Setzungsmulde  $V_s$  wird gemäß Abb. 5.2 bestimmt. Definiert man den Volumenverlust infolge des Mehrausbruchs  $VL_s$  je m Vortrieb als das Verhältnis zwischen der Querschnittsfläche der Setzungsmulde und der Tunnelquerschnittsfläche  $A_t$ , so kann die Unbekannte  $s_{\max}$  alternativ auch durch  $VL_s$  ausgedrückt werden (Gl. 5.2).  $VL_s$  wird nachfolgend, wie in der Literatur üblich, als Volume loss bezeichnet und an Stelle von  $s_{\max}$  neben  $i$  als zweiter Parameter zur Beschreibung der Setzungsmulde verwendet (Gl. 5.3). Der Volume loss ist ein Maß für die Größe der Setzungsmulde.

$$s_{\max} = VL_s \cdot \frac{A_t}{\sqrt{2 \cdot \pi \cdot i}} \tag{Gl. 5.2}$$

$$s(x) = \sqrt{\frac{\pi}{2}} \cdot \frac{VL_s \cdot D^2}{4 \cdot i} e^{-\frac{x^2}{2i^2}} \tag{Gl. 5.3}$$

Der hier beschriebene Volume loss  $VL_s$  ist nicht zu verwechseln mit dem Volume loss, der beim sogenannten Volume loss-Verfahren bei zweidimensionalen FE-Berechnungen verwendet wird, um den räumlichen Einfluss berücksichtigen zu können. Hierbei wird der Ausbruchquerschnitt vor der eigentlichen Simulation des Ausbruchs um einen Prozentanteil reduziert (Volume loss  $VL_t$ ), wobei sich dann im umliegenden Gebirge ein Gewölbe ausbildet. Um Verwechslungen zu vermeiden, wird dieser Volume loss nachfolgend gemäß Abb. 5.3 mit  $VL_t$  bezeichnet (Der Index t steht für Tunnel). Beide Werte  $VL_s$  und  $VL_t$  sind nur dann identisch, wenn sich der Boden volumenkonstant verhält.

Die maximale Tangentenneigung  $1/n_{\max}$  im Wendepunkt  $i$  wird nach Gl. 5.4 berechnet.

$$1/n_{\max} = \frac{s_{\max}}{\sqrt{e \cdot i}} \tag{Gl. 5.4}$$

Weitere, sich aus der Gauß-Funktion ergebende geometrische Kenngrößen der Setzungsmulde sind in Abb. 5.4 zusammengestellt.

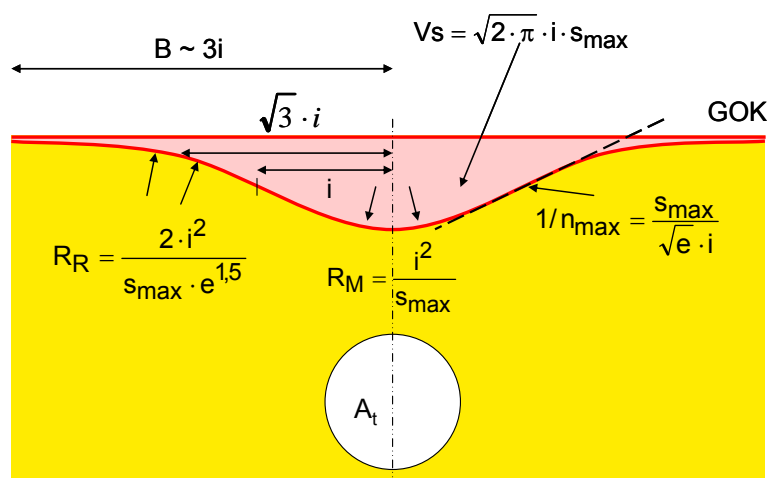


Abb. 5.4: Setzungsmulde nach der Gauß-Funktion

Bei Parallelvortrieben ergibt sich die Gesamtsetzungsmulde aus der Summe der beiden Einzelsetzungsmulden der Tunnelröhren. Sie wird demnach unter Berücksichtigung des Abstands der Tunnelröhren durch die 4 Parameter  $VL_{s,1}$ ,  $VL_{s,2}$ ,  $i_1$  und  $i_2$  beschrieben.

Die Setzungen aus der Wasserhaltung wurden bei der Auswertung der Münchner Vortriebe nicht berücksichtigt, da die Wasserhaltung dort sehr große Setzungsmulden mit Breiten größer 200 m verursacht. Damit ergibt sich aus der Wasserhaltung im Hinblick auf Setzungsdifferenzen kein Schadenspotenzial (Fillibeck et al., 2008). Im Baugrund mit sehr geringer Steifigkeit, bei kleinem Absenktrichter oder labilen Hängen kann allerdings die Wasserhaltung durchaus zu relevanten Verformungen führen, die dann auch dementsprechend berücksichtigt werden müssen. Beispielsweise berichtet Kirschke, 2008, dass es beim Unterfahren eines Kriechhanges infolge Grundwas-

serabsenkung zu Gebäudesetzungen kam, die allerdings aufgrund geringer Setzungsdifferenzen nicht zu Gebäudeschäden führten.

Gegebenenfalls können durch eine vereinfachte Setzungsberechnung die infolge fehlendem Auftrieb entstehenden maximalen Setzungen bestimmt und den Setzungen aus dem Tunnelvortrieb hinzuaddiert werden. Jedoch ist auch zu berücksichtigen, dass nach dem Wiederanstieg des Grundwassers der elastische Setzungsanteil wieder zurückgeht.

Schäden an Gebäuden können nicht nur durch die Krümmung, sondern auch durch horizontale Dehnungen entstehen (s. Abb. 5.5). Unter der Annahme, dass der Vektor der Bodenverschiebungen zum Tunnelmittelpunkt gerichtet ist, beschreiben O'Reilly & New, 1982 die Horizontalverschiebungen  $s_h(x)$  an der Stelle  $x$  in Abhängigkeit von der vertikalen Setzung  $s(x)$  gemäß Gl. 5.5:

$$s_h(x) = -\frac{x \cdot s(x)}{z_0} \quad \text{Gl. 5.5}$$

Durch Differentiation der horizontalen Verformungsanteile kann die Dehnung abgeleitet werden (Gl. 5.6).

$$\varepsilon_h(x) = \frac{s(x)}{z_0} \cdot \left( \frac{x^2}{i^2} - 1 \right) \quad \text{Gl. 5.6}$$

In Abb. 5.5 sind die sich bei Ansatz der Gauß-Funktion ergebenden Horizontalverschiebungen  $s_h(x)$  bzw. Dehnungen  $\varepsilon_{hc}$  dargestellt. Dabei ist Zug positiv und Druck negativ definiert. Die maximale Stauchung, die nachfolgend als  $\varepsilon_{hc,max}$  bezeichnet wird, tritt in Tunnelachse und die maximale Dehnung  $\varepsilon_{ht,max}$  im Abstand  $(3^{1/2} \cdot i)$  von der Tunnelachse auf.

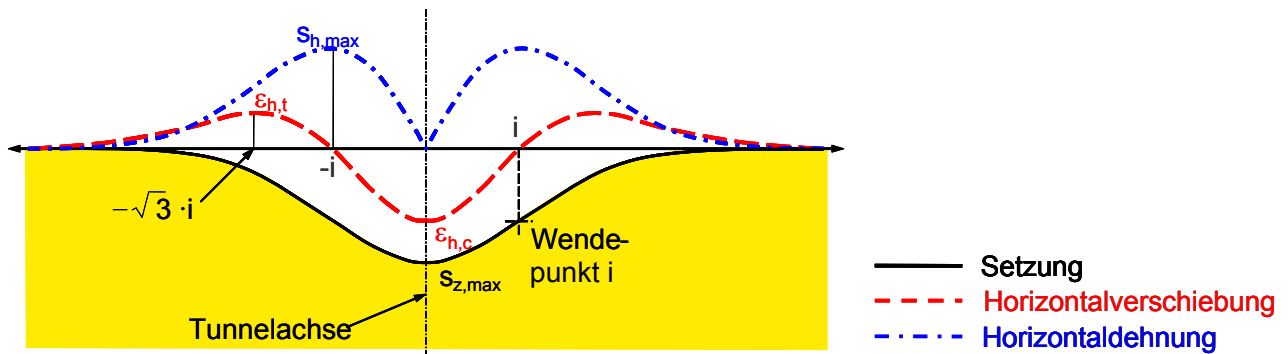


Abb. 5.5: Dehnungen und Horizontalverschiebungen an der Geländeoberfläche

### 5.3 Längssetzungsverlauf

Zur mathematischen Beschreibung der Längssetzungsmulde eignet sich eine integrierte Normalverteilungsfunktion (siehe z.B. Lachmann, 2008). Die Setzungen in Längsrichtung  $s(y)$  können mit Gl. 5.7 ermittelt werden.

$$s(y) = \int_{-\infty}^y t_y \cdot e^{-\left[ \frac{(-y+t_y)^2}{2 \left( \frac{s_{x,max}}{t_y \sqrt{2\pi}} \right)^2} \right]} dy - s_{x,max} \quad \text{mit } t_y = \frac{1}{n_y} \quad \text{Gl. 5.7}$$



Eingangsgrößen in Gl. 5.7 sind die Maximalsetzung der Quersetzungsmulde  $s_{x,max}$ , die Tangenten-  
neigung im Wendepunkt des Längssetzungsverlaufs  $t_y$  sowie der Wendepunkt-  
abstand von der Ortsbrust  $i_y$  (s. Abb. 5.6). Die Größe der Längssetzungsmulde sowie der maximalen Tangenten-  
neigung und damit das Schadenspotenzial der Längssetzungsmulde wird lediglich von  $s_{x,max}$  und  $t_y$   
beeinflusst, da  $i_y$  nur eine Verschiebung entlang der Tunnelachse bewirkt.

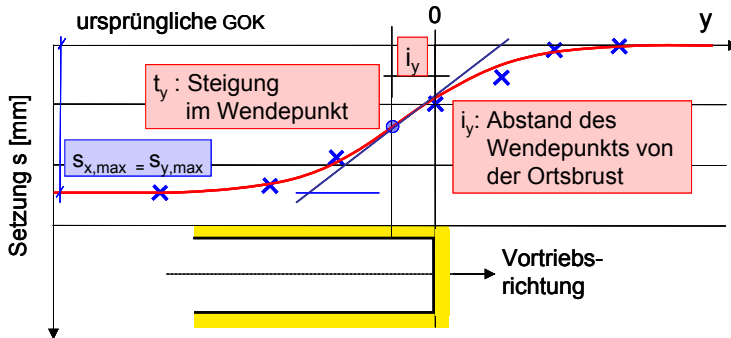


Abb. 5.6: Eingangsgrößen der Längssetzungsmulde

## 6 Methodik der Auswertung

### 6.1 Quersetzungsmulde

Nach der Festlegung der Funktionen zur Beschreibung der Setzungsmulden können die Set-  
zungsmulden ausgewertet werden. Nachfolgend ist die Vorgehensweise wiedergegeben.

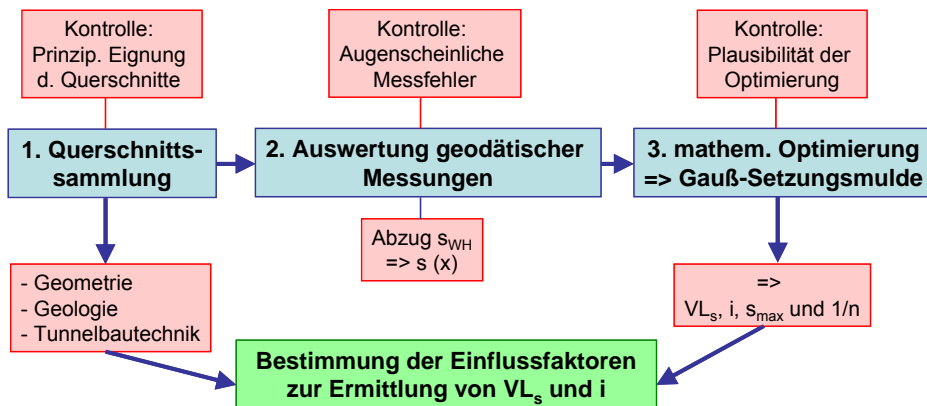


Abb. 6.1: Auswertung der Quersetzungsmulden

In einem ersten Schritt wurden die auswertbaren Messquerschnitte sowie die Randbedingungen  
gesammelt und in einer Datenbank tabellarisch festgehalten. Es wurden Informationen zur Geo-  
metrie der Vortriebe (Höhe der Firstüberdeckung, Ausbruchsquerschnitt, Pfeilerbreite), zu den  
geologischen und hydrogeologischen Verhältnissen (Mächtigkeit der grob- bzw. feinkörnigen  
Überdeckung, Wasserstände), zum Vortrieb allgemein (Bezeichnung der Querschnitte, Vortriebs-  
zeiträume, Vortriebsweise und ggf. Wasserhaltungsmaßnahmen, Besonderheiten beim Vortrieb)  
gesammelt. Im Rahmen einer ersten Kontrolle wurde anhand der Lage des Querschnitts und der  
Vortriebsrandbedingungen überprüft, ob der Querschnitt prinzipiell zur Auswertung geeignet ist.

Dies war z.B. nicht der Fall, wenn sich massive Bauwerke über dem Querschnitt befanden oder wenn geologische oder tunnelbautechnische Besonderheiten (mächtige Auffüllungen, Schirmgewölbesicherungen, ...) vorlagen.

Zu den einzelnen Messquerschnitten wurden im 2. Schritt die Ergebnisse der geodätischen Messungen der einzelnen Messpunkte tabellarisch aufgenommen. Wenn beim Parallelvortrieb Messwerte von Zwischenzuständen nach dem Auffahren der ersten Tunnelröhre vorlagen, wurden auch diese berücksichtigt. Gegebenenfalls wurde der Setzungsanteil aus der Wasserhaltung abgezogen. In wenigen Fällen wurden Messwerte, bei denen es sich augenscheinlich um Messfehler handelte, bei der Auswertung nicht berücksichtigt.

Zur mathematischen Beschreibung der Quersetzungsmulde im 3. Schritt wurde die Gauß-Funktion (Quersetzungsmulde) bzw. die integrierte Gauß-Funktion (Längssetzungsmulde) verwendet. Die Quersetzungsmulde beim Vortrieb einer Tunnelröhre wurde durch eine und die zweier paralleler Tunnelröhren durch 2 Gauß-Funktionen beschrieben, die dann addiert wurden (= Gesamtsetzungsmulde). Je nachdem besitzen die Gleichungen somit 2 bzw. 4 zunächst unbekannte Parameter. Diese wurden durch mathematische Optimierung (Variationsberechnung) nach dem Prinzip der kleinsten Fehlerquadrate ermittelt. Als Variationsparameter wurden zunächst der Wendepunkt  $i$  und die maximale Setzung  $s_{max}$  gewählt, da sie direkt miteinander korrelieren. (Bei gleichem Volume loss besitzt die Setzungsmulde mit kleinerer Maximalsetzung einen größeren Wendepunkt und umgekehrt.) Es wurde also durch Variation der Parameter  $i_1$ ,  $s_{max,1}$  und ggf.  $i_2$ ,  $s_{max,2}$  die Kurve gesucht, die sich am besten an die Messpunkte anschmiegt. Daraus wurde dann für jede ausgewertete Setzungsmulde der Volume loss  $VL_s$  und die maximale Tangentenneigung  $1/n$  im Wendepunkt  $i$  bestimmt. Die maximale Gesamtsetzung ergibt sich aus der Addition der Einzelsetzungsmulden und die maximale Tangentenneigung der Gesamtsetzungsmulde durch einen Vergleich der Tangentenneigungen an diskreten Stellen. Die hier beschriebene mathematische Optimierung sowie die darauf aufbauenden Berechnungen erfolgten mit einem Programm (Koller, 2006), welches die Messwerte automatisch aus einer Datenbank einliest, die Setzungsmulde graphisch erstellt und die maßgeblichen Kenngrößen ausgibt.

In Abb. 6.2 ist beispielhaft die Auswertung zweier Quersetzungsmulden für Spritzbetonvortriebe beim U-Bahn-Vortrieb U8, Los 14 in München mit den Einzelsetzungsmulden, der Gesamtsetzungsmulde (Addition der Einzelsetzungsmulden) und den Messwerten (Kreuze) dargestellt.

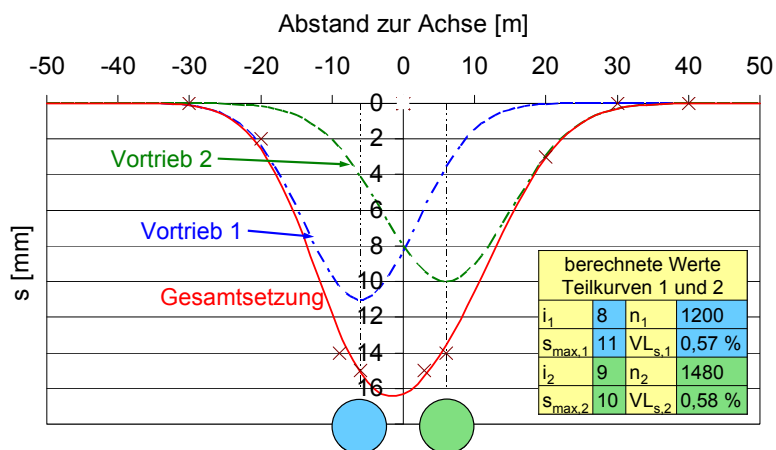


Abb. 6.2: Auswertung von MQ 3 der Linie U8/14, München durch mathematische Optimierung

In wenigen Fällen, und zwar insbesondere wenn beim Parallelvortrieb nur wenige Messwerte mit geringen Setzungen vorlagen oder wenn einzelne Messwerte nicht plausibel waren, wurde das Ergebnis der mathematischen Optimierung unter der Prämisse einer ähnlich geringen Summe der Fehlerquadrate händisch korrigiert. Allgemein traten beim Spritzbetonvortrieb mit Druckluftstützung und beim Schildvortrieb nur sehr geringe Setzungen auf. Um hier den Einfluss der Messungenauigkeit bei der geodätischen Vermessung möglichst gering zu halten (siehe Abschnitt 6.3.2), wurde bei diesen Vortriebsweisen davon ausgegangen, dass die Einzelvortriebe jeweils immer gleichen Volume loss und gleiches  $i$  erzeugen. Dabei wurden nur Vortriebe berücksichtigt, bei denen gemäß Abschnitt 7.2 davon ausgegangen werden konnte, dass sich die parallelen Vortriebe nicht gegenseitig beeinflussen.

In nachfolgender Tabelle ist die Anzahl der Querschnitte zusammengestellt, die bei der Auswertung berücksichtigt werden konnten.

<b>Vortriebe in München - U-Bahnquerschnitt</b>					
	Spritzbeton			Schildvortrieb	
	atmosphärisch - Quartär	atmosphärisch - Tertiär	Druckluft - Tertiär	Flüssigkeitsstützung	Druckluftstützung
Einzelvortrieb / Parallelvortrieb	13 / 28	5 / 38	3 / 17	1 / 4	3 / 4
<b>Vortriebe außerhalb Münchens</b>					
	Spritzbeton, atmosphärisch		Schildvortrieb		
	bindig	nichtbindig	Druckluftstützung	Flüssigkeitsstützung	Erddruckstützung
Einzelvortrieb / Parallelvortrieb	9 / 4	9 / 1	1 / 4	15 / 15	8 / 3
<b>Großquerschnitte (München)</b>					
	Spritzbeton, atmosphärisch				
	bindig	nichtbindig			
Aufgelöster Einzelquerschnitt	4	-			

Tab. 6.1: Anzahl der ausgewerteten Querschnitte nach Vortriebsweisen

In Abb. 6.3 ist die Lage der Messquerschnitte in München dargestellt, für welche Setzungsmessungen zur Auswertung zur Verfügung standen.

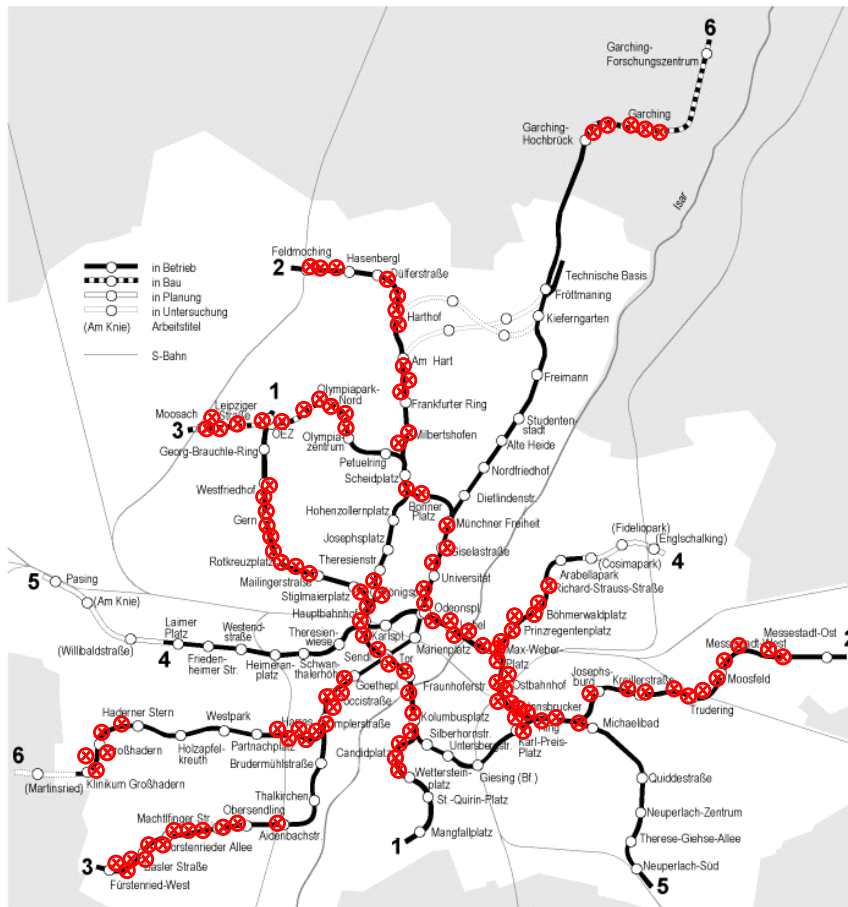


Abb. 6.3: Lage der ausgewerteten Messquerschnitte in München

## 6.2 Längssetzungsverlauf

Die Auswertung des Längssetzungsverlaufs zur Ermittlung der Variationsparameter  $t_y$  und  $i_y$  erfolgte analog zur Quersetzungsmulde gemäß den 3 im letzten Abschnitt beschriebenen Schritten. Die Parameter  $t_y$  und  $i_y$  wurden wiederum durch mathematische Optimierung nach der Methode der kleinsten Fehlerquadrate ermittelt. Dabei wurde in einer ersten Iterationsschleife die Tangentenneigung im Wendepunkt abstand  $t_y$  variiert. Anschließend wurde der Wendepunkt abstand  $i_y$  der Summenkurve bis zur Minimierung der Summe der Fehlerquadrate verschoben (s. Abb. 6.4).

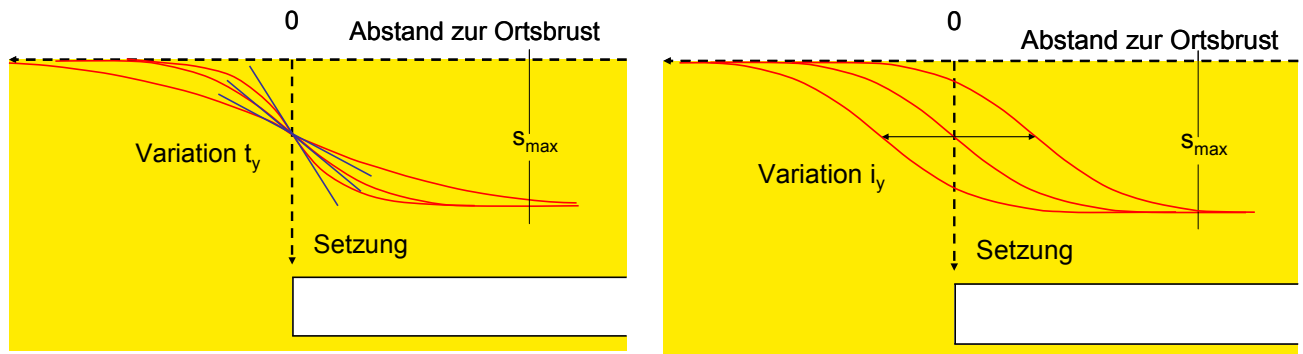


Abb. 6.4 a und b: Variation von  $t_y$  und  $i_y$  zur Beschreibung des Längssetzungsverlaufs

In Abb. 6.5 sind beispielhaft die Messwerte einer Setzungsmulde beim Katzenbergtunnel (Kreuze)

sowie die Funktion mit den Parametern  $i_y$  und  $t_y$  wiedergegeben.

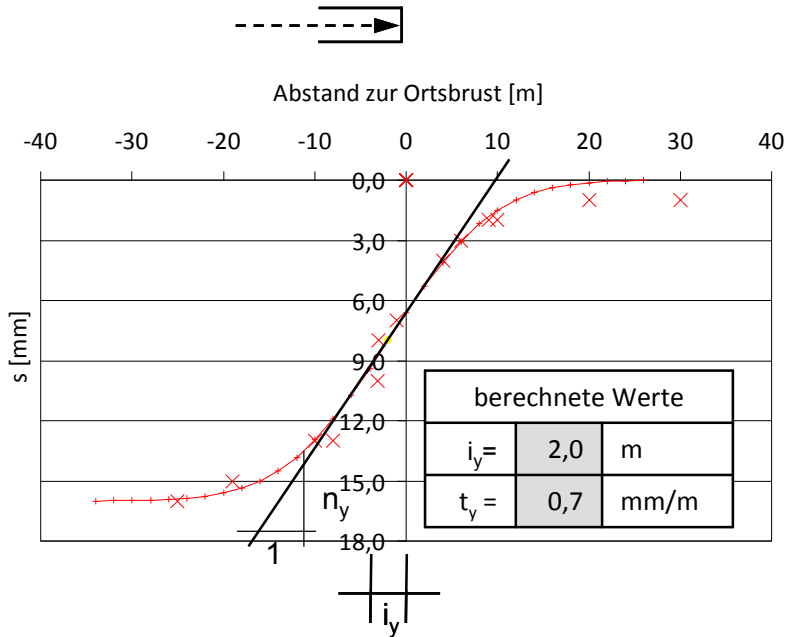


Abb. 6.5: Beispiel einer Längssetzungsmulde: MQ 1, Katzenbergtunnel

Insgesamt konnten von 41 Vortrieben Längssetzungsmulden ausgewertet werden.

### 6.3 Sensibilitätsanalyse zur Auswertung von Quersetzungsmulden

#### 6.3.1 Allgemeines

In Abb. 6.6 ist ein typischer Oberflächensetzungsverlauf in Tunnelachse nach erfolgtem Vortrieb wiedergegeben. Die Messwerte schwanken deutlich und zwar auch in Bereichen, wo sich über dem Vortrieb keine Bauwerke befinden. Als mögliche Gründe für die Streuungen sind unterschiedliche Vortriebsrandbedingungen oder aber auch Fehler bei der Messung zu nennen.

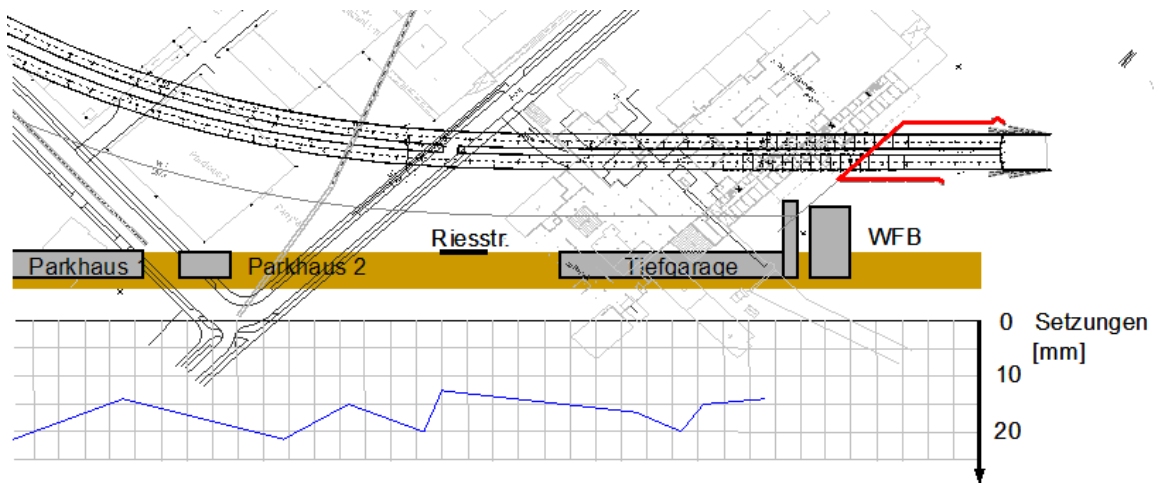


Abb. 6.6: Typischer Oberflächensetzungsverlauf in Tunnelachse nach erfolgtem Vortrieb am Beispiel der U-Bahn-Linie U3 Nord Los 1, Vortrieb W1 (Fillibeck, 2006)

Unterschiedliche Vortriebsrandbedingungen können beispielsweise sein:

- Unterschiedliche geologische Verhältnisse (Schichtgrenzen, unbekannte Auffüllungen, ..)
- Unterschiedliche bodenmechanische Randbedingungen (Scherfestigkeit, Steifemodul, Konsistenz bzw. Lagerungsdichte)
- Unbekannte, nicht berücksichtigte Bauwerke im Messquerschnitt (Sparten, Kanäle usw.)
- Vortriebsfaktoren, die auf die Setzungen Einfluss haben, allerdings nicht berücksichtigt werden können (z.B. die handwerkliche Fertigkeit der Mineure (Humanfaktor) usw.).

Deren Auswirkungen auf die nachfolgenden Auswertungen können nur möglichst klein gehalten werden, indem alle verfügbaren Informationen bei der Auswertung berücksichtigt und die Vortriebsrandbedingungen kritisch hinterfragt werden. Allerdings lässt sich nie ausschließen, dass nicht alle relevanten Informationen berücksichtigt werden, schon weil verschiedene Einflussfaktoren wie beispielsweise geologische Besonderheiten über dem Vortrieb gegebenenfalls gar nicht bekannt sind. Bei den hier vorliegenden Auswertungen der Münchner Vortriebe wird davon ausgegangen, dass der Einfluss unterschiedlicher Vortriebsrandbedingungen vergleichsweise gering ist, da die Vortriebe alle durch das Zentrum Geotechnik der TU München begleitet wurden, so dass die beim Vortrieb erkannten Besonderheiten alle entsprechend berücksichtigt werden konnten. Außerdem liegen vergleichsweise viele Messquerschnitte sowie Messwerte je Setzungsmulde vor, so dass einzelne falsche Annahmen nicht so sehr ins Gewicht fallen. Aber auch sie führen, wie die nachfolgende Auswertung zeigt, zusammen mit den Fehlern bei der Messung insgesamt zu Streuungen beim Volume loss  $VL_s$  und Wendepunktabstand  $i$ . Diese Streuungen können nicht eliminiert werden, aber sie werden nachfolgend berücksichtigt, indem der Volume loss als Maß für die Größe der Setzungsmulde in Abhängigkeit von einer Auftretenswahrscheinlichkeit angegeben wird (s. Abschnitt 7.2).

In nachfolgender Sensibilitätsanalyse wird untersucht, welche Fehler bei der Messung auftreten können und wie sie sich auf das Ergebnis auswirken.

### 6.3.2 Fehler bei der Messung und deren Auswirkung auf das Messergebnis

Hinsichtlich Fehlern bei der Messung wird nach DIN 1319-1:1995 unterschieden zwischen Verfälschungen des Messergebnisses (Messverfälschungen) und Messabweichungen (auch Messfehler bezeichnet).

Messverfälschungen können beispielsweise durch Nichtbeachtung relevanter Störgrößen wie Temperatureinflüsse oder dynamische Störgrößen auftreten. Im Rahmen der Plausibilitätskontrollen wurden sie – soweit sie erkennbar waren – eliminiert. Vor der Verwendung der Messergebnisse wurde hierzu untersucht:

- Vergleich einzelner Messwerte einer Setzungsmulde. Da zur Ermittlung der 2 Parameter  $VL_s$  und  $i$  immer deutlich mehr Messpunkte vorlagen, können größere Messwertverfälschungen erkannt werden. War dies der Fall, wurde der Messwert nicht bei der Auswertung berücksichtigt.
- Vergleich der Messergebnisse von Setzungsmulden zu verschiedenen Zeiten vor, während und nach dem Vortrieb. Dadurch ließen sich Fehler einzelner Messwerte sowie ggf. auch systematische Fehler einer Messreihe erkennen.

Durch diese Plausibilitätskontrollen konnten die Messverfälschungen reduziert, aber sicher nicht

alle ausgeschaltet werden.

Messabweichungen sind abhängig von der Qualität des Nivellierinstruments, welches in der Regel zur Höhenmessung eingesetzt wird. Sie werden entsprechend der erreichbaren Messgenauigkeit klassifiziert. Grundlage für die Klassifizierung ist die Standardabweichung  $\sigma_{1\text{km}}$  aus 1 km Doppelnivellement. Diese ergibt sich für eine Abweichung vom Sollwert  $d$  nach erfolgter Hin- und Rückmessung zu:

$$\sigma_{1\text{km}} = \pm 0,5 \cdot \sqrt{\frac{d}{l_{[\text{km}]}}} \quad \text{Gl. 6.1}$$

In der Baupraxis werden drei Genauigkeitsklassen unterschieden:

- mittlere Genauigkeit (Baunivelliere)  $\sigma_{1\text{km}} \leq \pm 10 \text{ mm / km}$
- hohe Genauigkeit (Ingenieurnivelliere)  $\sigma_{1\text{km}} \leq \pm 3 \text{ mm / km}$
- sehr hohe Genauigkeit (Präzisions-, Feinnivelliere)  $\sigma_{1\text{km}} \leq \pm 0,5 \text{ mm / km}$

Prinzipiell sind also mit entsprechendem Aufwand sehr genaue Messungen möglich, jedoch kommen in der Tunnelbaupraxis in der Regel keine Präzisionsnivellements zur Anwendung, wohl auch weil die Messverfälschungen wie dynamische Einwirkungen durch Verkehr oder aber Temperatureinflüsse kein genaues Messergebnis zulassen. Für die häufig verwendeten analogen Nivelliere mit einer Messlatte mit Zentimetereinteilung beträgt die erreichbare Ablesegenauigkeit einer Einzelmessung nach Wunderlich, 2003 etwa 1mm.

Eine genaue Bezifferung der Fehler durch Messabweichung und Messverfälschung ist für die ausgewerteten Messungen nicht möglich, allerdings deuten auch die ausgewerteten Münchner Messdaten auf eine Fehlergrenze hin, die eine Größenordnung von  $\pm 1 \text{ mm}$  erreicht. Beispielsweise schwanken beim Vortrieb U3 Nord Los 2 (s. Abb. 6.7) die Messwerte vor dem Vortrieb um ca.  $\pm 1 \text{ mm}$ . Ähnliche Schwankungen liegen auch von anderen Messquerschnitten vor.

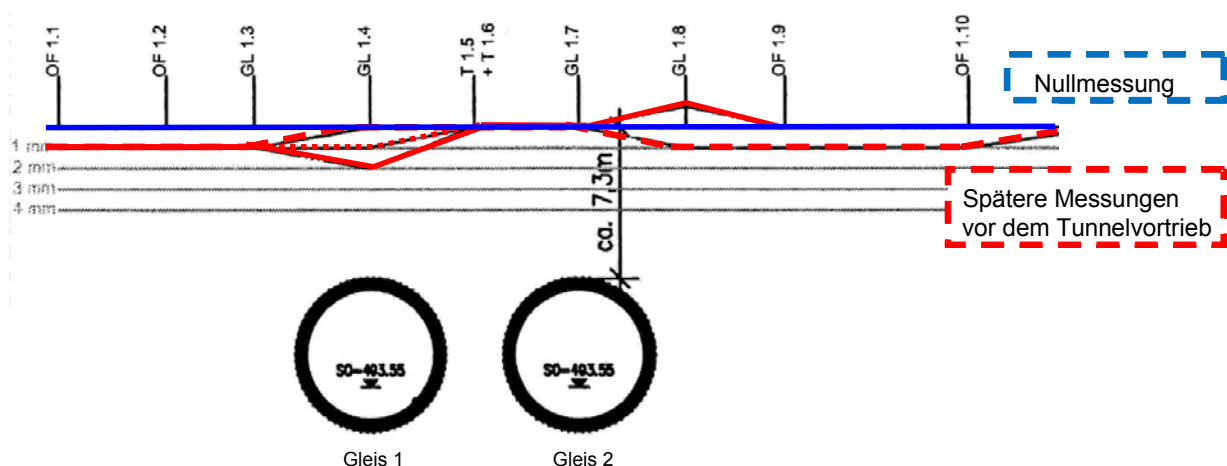


Abb. 6.7: Beispielhafter Auszug aus dem Messbericht U3 Nord Los 2, Fehlergrenze ca.  $\pm 1 \text{ mm}$

Diese Fehlergrenze ist für die nötige Überwachung und Beweissicherung ausreichend, führt aber insbesondere bei kleinen Gesamtsetzungen zu Fehlern bei der Ermittlung der Größe der Setzungsmulde bzw. den Parametern  $VL_s$  und  $i$ . Der Einfluss dieses Fehlers wird nachfolgend am Beispiel zweier Vortriebe näher betrachtet.

Der Vortrieb U6 West, Los 5 wurde in atmosphärischer Spritzbetonbauweise im Quartär ausgeführt. Nach den Vortrieben betrug der mittlere Volume loss etwa 0,44 % und die maximale Setzung 14 mm. Es handelt sich hierbei im Vergleich zu den anderen ausgewerteten atmosphärischen Spritzbetonvortrieben in München um eine kleine bis mittlere Setzungsmulde. Weiterhin wurde der Messquerschnitt MQ 2 des Loses 3 der Linie U8 Nord betrachtet. Die Einzelsetzungsmulden dieses Vortriebs sind bei 3 mm Maximalsetzung und  $VL_s = 0,22\%$  vergleichsweise sehr klein. Beide Vortriebe wiesen weder eine besonders gute Regression noch besonders viele Messwerte zur Bestimmung der Setzungsmulde auf.

Um den Einfluss der Messabweichung und Messverfälschung auf die beiden Vortriebe darzustellen, wurden 2 Extremfälle betrachtet.

Im **Fall A** wurde angenommen, dass der ermittelte Messwert aller Messpunkte 1 mm über dem wahren Wert liegt. Dadurch ergibt sich eine größtmögliche Erhöhung des Volume loss. Dieser Fall wird in den Grafiken nachfolgend mit „s+1mm“ bezeichnet.

Im **Fall B** wurde davon ausgegangen, dass die ermittelten Messwerte innerhalb der Wendepunkte um 1 mm größer und außerhalb um 1 mm kleiner sind als die wahren Werte. Dadurch ergibt sich eine maximale Änderung der Tangentenneigung (nachfolgende Bezeichnung „s+-1mm“).

Vorab sei angemerkt, dass das Auftreten diese Annahmen extrem unwahrscheinlich ist, da die Abweichungen zufällig streuen und die Wahrscheinlichkeit äußerst gering ist, dass alle Messwerte zur ungünstigsten Seite hin abweichen.

Abb. 6.8 zeigt die anhand der Annahmen von Fall A und B ermittelten Setzungsmulden und Tab. 6.2 die Auswirkungen auf den Volume loss, den Wendepunktabstand  $i$  und die maximale Setzung  $S_{max}$ .

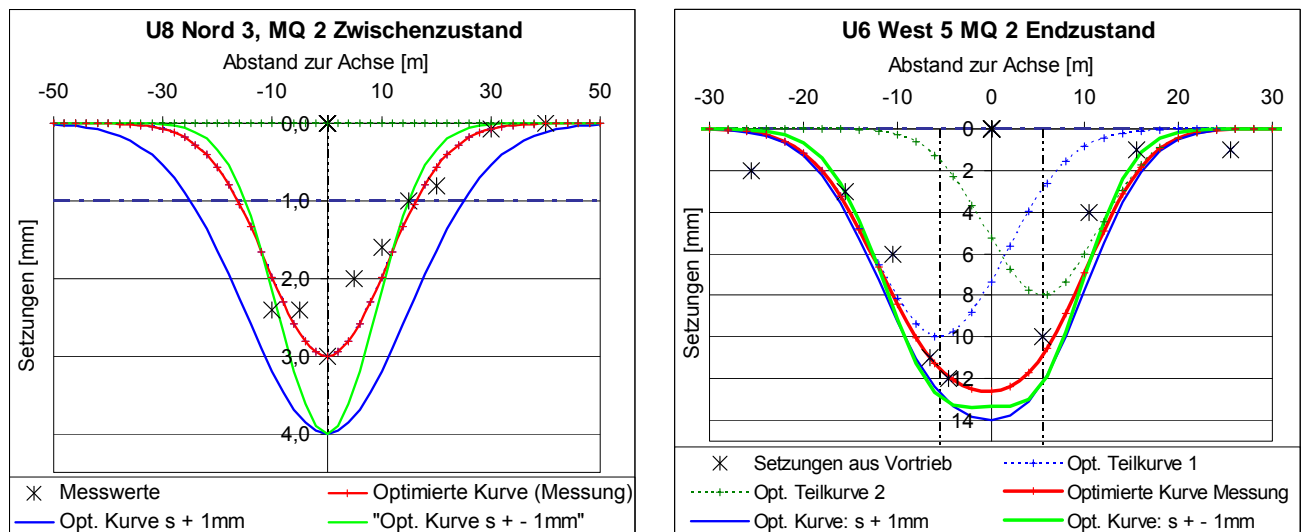


Abb. 6.8: Zwei Beispiele zur Auswirkung von Messfehlern bei kleinen Setzungsmulden



	U6 West, Los 5, MQ 2			U8 Nord, Los 3, MQ 2		
	Messung	Messung + 1 mm	Messung +- 1 mm	Messung	Messung + 1 mm	Messung +- 1 mm
$VL_s$ bzw. $VL_{s,1}$ [%] / Abweichung von der Messung	0,47	0,52 / 11 %	0,48 / 2 %	0,22	0,40 / 81 %	0,24 / 9 %
$i$ bzw. $i_1$ [m] / Abweichung von der Messung	7	7 / 0 %	6 / - 14 %	11	15 / 36 %	9 / - 18 %
$s_{max}$ bzw. $s_{max,1}$ [mm] / Abweichung von der Messung	10	11 / 10 %	12 / 20 %	3	4 / 33 %	4 / 33 %

Tab. 6.2: Beispielhafte Auswertung zum Einfluss von Messfehlern auf  $VL_s$ ,  $i$  und  $s_{max}$ 

Aus den Ergebnissen lässt sich Folgendes ableiten:

- Die Abweichungen beim Volume loss und Wendepunktastand betragen bei der „kleinen bis mittelgroßen“ Setzungsmulde von MQ2, U6 West, Los 5 unter 15 %. Bei größeren Setzungsmulden ist der Fehler bei  $VL_s$  und  $i$  infolge zufälliger Messabweichung entsprechend geringer.
- Bei der „kleinen“ Setzungsmulde ist die maximale Abweichung beim Volume loss mit 81 % und beim Wendepunktastand mit 36 % groß, der größte Absolutwert des Volume loss ist mit 0,40 % aber immer noch vergleichsweise gering.
- Die prozentuale Abweichung infolge zufälliger Messabweichung beim Volume loss wie auch beim Wendepunktastand ist somit wie zu erwarten deutlich vom Betrag der maximalen Setzung abhängig. Je kleiner die maximale Setzung, umso größer ist die prozentuale Abweichung.

Aus dem Ergebnis darf jedoch nicht gefolgert werden, dass kleine Setzungsmulden aufgrund der großen Abweichung nicht berücksichtigt werden, da dies bei der nachfolgenden statistischen Auswertung des Volume loss zu einer Verfälschung des Ergebnisses führen würde.

Insgesamt zeigen die hier durchgeführten Untersuchungen, dass es günstig ist, wenn möglichst viele Setzungsmesspunkte je Setzungsmulde berücksichtigt werden können (größere Überbestimmtheit zur Ermittlung von  $VL_s$  und  $i$ ). Die Auswirkung von der Messabweichung wird dadurch geringer. Außerdem können offensichtliche Fehler besser erkannt werden. Dies gilt insbesondere für kleine Setzungsmulden, bei denen sich der Fehler infolge Messgenauigkeit stärker auswirkt. Aufgrund dessen wurde bei Spritzbetonvortrieben mit Druckluftstützung und Schildvortrieben, welche beide vergleichsweise kleine Setzungsmulden aufwiesen, die Auswertung modifiziert. Es wurde, wenn sich die Parallelvortriebe nicht gegenseitig beeinflussten (s. Abschnitt 7.2), davon ausgegangen, dass beide Vortriebe die gleiche Setzungsmulde erzeugen. Dadurch erhöht sich die Überbestimmtheit zur Ermittlung von  $VL_s$  und  $i$ , und es reduziert sich die Messabweichung.

Da, wie bereits beschrieben, mit den beiden obigen Beispielen 2 sehr unwahrscheinliche Extremfälle untersucht wurden und nachfolgend die Streuungen durch die Zuordnung einer Auftretenswahrscheinlichkeit zum Volume loss berücksichtigt werden, können die Fehler infolge Messabweichung insgesamt hingenommen werden.

## 7 Entwicklung des empirischen Prognoseverfahrens für Quersetzungsmulden

### 7.1 Allgemeine Angaben zu den nachfolgenden Auswertungen

Bei dem nachfolgend vorgestellten empirischen Prognoseverfahren nach Fillibeck zur Beschreibung von Quersetzungsmulden sind die maßgeblichen Bestimmungsgrößen der Volume loss  $VL_s$  und der Wendepunkt  $i$ , die beide aus den ausgewerteten Setzungsmulden bestimmt wurden.

Der Vollständigkeit halber sei erwähnt, dass es auch analytische Verfahren gibt, (z.B. Sagaseta, 1987 oder Verruijt und Booker, 1996 (aus Tan und Ranjith, 2003)), die nicht  $VL_s$  und  $i$  als Eingangsgrößen verwenden. Sie werden vergleichsweise selten angewendet und es liegen nur wenige Erfahrungen vor. Sie werden daher nachfolgend nicht berücksichtigt. Vergleichende Untersuchungen enthalten beispielsweise Melis et al., 2002.

Für den Spritzbetonvortrieb wird nach einer kurzen Beschreibung der Untergrundverhältnisse Münchens in Abschnitt 7.2 der Volume loss zunächst aus den vielfältigen Messergebnissen Münchner Vortriebe abgeleitet. Ein ganz wesentlicher Vorteil dieser Messergebnisse ist, dass die Vortriebsweisen und die geologischen Verhältnisse gut miteinander vergleichbar sind, und dass aus den Vortrieben viele Detailinformationen vorliegen, die mit berücksichtigt werden konnten. Anschließend wird angegeben, wie der Volume loss bei Spritzbetonvortrieben unter Randbedingungen ermittelt werden kann, die von den Münchner Verhältnissen abweichen. Die Beschreibung des Volume loss beim Schildvortrieb basiert demhingegen von vornherein auf Vortrieben unter unterschiedlichen Randbedingungen und geologischen Verhältnissen.

Abschnitt 7.3 behandelt die Ermittlung des Wendepunkt  $i$ . Hierzu wurden zunächst wieder die Ergebnisse der Münchner Vortriebe ausgewertet und die daraus resultierenden Aussagen zur Ermittlung von  $i$  mit Hilfe von Literaturangaben auf Vortriebe unter anderen geologischen Randbedingungen erweitert. In nachfolgender Abb. 7.1 ist die Vorgehensweise nochmals veranschaulicht:

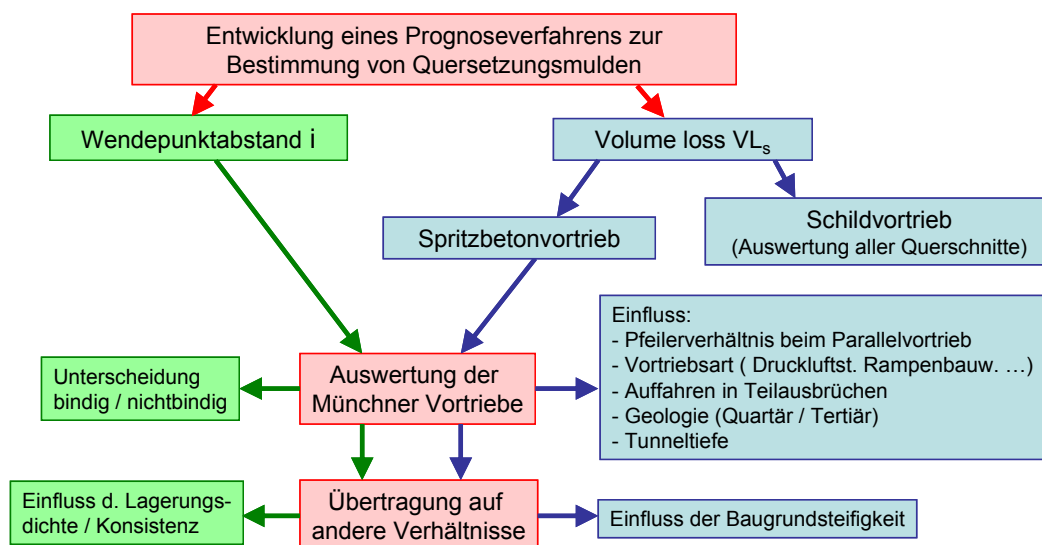


Abb. 7.1: Ablaufschema zur Entwicklung des Prognoseverfahrens nach Fillibeck für Quersetzungsmulden

Abschließend werden zwei Kriterien zur Ermittlung des Schadenspotenzials anhand der Setzungsmulden vorgestellt und in Abschnitt 7.6.1 wird anhand eines Anwendungsbeispiels die Vorgehensweise zusammenfassend veranschaulicht.

Eine Besonderheit bieten Spritzbetonvortriebe mit Schirmgewölbesicherungen (Rohrschirme, DSV-Schirme, Vereisung, ...), die u.a. zur Erhöhung der Ortsbruststandsicherheit und der Reduzierung von Setzungen verwendet werden. Aufgrund des unterschiedlichen Tragverhaltens, der begrenzten Datenlage und verschiedenen Einflussfaktoren lassen sich allerdings im Rahmen des empirischen Prognoseverfahrens zu Vortrieben mit Schirmgewölbesicherungen derzeit keine quantitativen Angaben über die Veränderung des Volume loss machen. Sie werden daher nicht in die nachfolgenden Auswertungen einbezogen. Schirmgewölbesicherungen werden in Abschnitt 9 behandelt.

## 7.2 Ermittlung des Volume loss $VL_s$

### 7.2.1 Literaturzusammenfassung

In der Literatur gibt es im Zuge von Projektvorstellungen immer wieder einzelne Angaben über den entstandenen Volume loss bei Vortrieben, allerdings existieren nur wenige projektübergreifende Zusammenfassungen. Folgende allgemeine Angaben zum Volume loss sind auf Basis verschiedener Vortriebe u.a. in Mair, 1996 sowie Mair und Taylor, 1997 veröffentlicht (s. Tab. 7.1).

Vortriebsweise	Baugrund	$VL_s$
Open face tunneling	Stiff clays (London clay)	1% -2%
Spritzbetonvortrieb	London clay	0,5 % - 1,5 %
EPB oder slurry-Schild (SM-V4 und SM-V5)	Sand	0,5%
EPB oder slurry-Schild (SM-V4 und SM-V5)	Weiche Tone	1 % - 2% (ohne Setzungen infolge Konsolidation)

Tab. 7.1: Allgemeine Angaben zur Größe des Volume loss  $VL_s$

Insgesamt sind die angegebenen Bandbreiten zu groß, um sie bei detaillierten Untersuchungen verwenden zu können, was daran liegt, dass keine weiteren zugehörigen Einflussgrößen dokumentiert bzw. berücksichtigt wurden. Zudem liegen für Spritzbetonvortriebe in nichtbindigen Böden keine Erfahrungswerte vor. Es ist daher von großem Interesse, zum Volume loss differenziertere Aussagen treffen zu können.

Eine gewisse Differenzierung wurde für bindige Böden im Rahmen verschiedener Untersuchungen im angelsächsischen Raum durch die Annahme vorgenommen, dass der Volume loss an der Oberfläche wesentlich von der Ortsbruststandsicherheit geprägt ist. Ist die Ortsbruststandsicherheit beispielsweise sehr hoch, kommt es zu nur sehr geringen Verformungen und umgekehrt bei einer Ortsbruststandsicherheit  $< 1$  zu einem Verbruch. Clough und Schmidt, 1981 schlugen vor, den Volume loss in Abhängigkeit von der Stabilitätszahl  $N$  zu ermitteln.  $N$  ist nach Broms und Bennermark, 1967 wie folgt definiert:

$$N = \frac{\sigma_v - \sigma_t}{c_u} \quad \text{Gl. 7.1}$$

mit:

N: Stabilitätszahl

$\sigma_v$ : Auflast über der Tunnelachse aus Bodeneigengewicht inklusive Zusatzlasten

$\sigma_t$ : Stützdruck im Tunnel (z.B. Flüssigkeitsstützdruck bzw. Druckluft)

$c_u$ : Undrained Scherfestigkeit des anstehenden bindigen Bodens

Anhand dieser Stabilitätszahl kann unter der Annahme undrainerter Verhältnisse (bindige Böden) und linear elastisch- ideal plastischen Materialverhaltens auf die Standsicherheit der Ortsbrust geschlossen werden. Broms und Bennermark, 1967 sowie Peck, 1969 gingen anhand von Laborversuchen und Rückrechnungen zunächst davon aus, dass ab einer kritischen Stabilitätszahl  $N_c = 6$  die Standsicherheit nicht mehr gegeben ist. Mit steigender Stabilitätszahl nehmen die Verformungen und die plastischen Anteile zu. Anhand der Stabilitätszahl kann das Verhalten der Ortsbrust wie folgt beschrieben werden:

$N < 2$ : elastisches Verhalten, stabile Ortsbrust

$2 \leq N \leq 4$  lokal ausgebildete plastische Zonen

$4 \leq N \leq 6$  plastische Zonen führen zu Instabilitäten

$N \geq 6$  Versagen der Ortsbrust

Nach Mair und Taylor, 1997 lässt sich für bindige Böden die kritische Stabilitätszahl  $N_c$ , ab der Ortsbrustversagen auftritt, anhand geometrischer Kenngrößen gemäß Abb. 7.2 abschätzen.

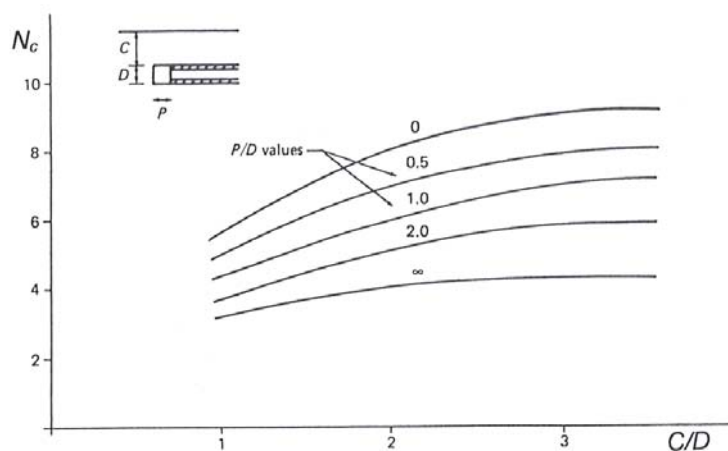


Abb. 7.2: Kritische Stabilitätszahl  $N_c$  im bindigen Baugrund (undrainerter Verhältnisse)

Der Einfluss der Ortsbruststandsicherheit auf den Volume loss wurde von mehreren Autoren untersucht. Hierzu wurden Vortriebsergebnisse und Modellversuche ausgewertet. Eine Zusammenfassung dieser Ergebnisse ist beispielsweise in Lake et. al., 1992 wiedergegeben (s. Abb. 7.3).

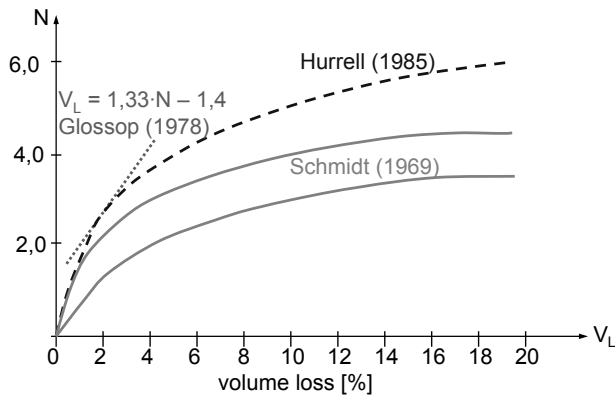


Abb. 7.3: Abhängigkeit des „volume loss“ von der Stabilitätszahl N (nach Lake et al., 1992)

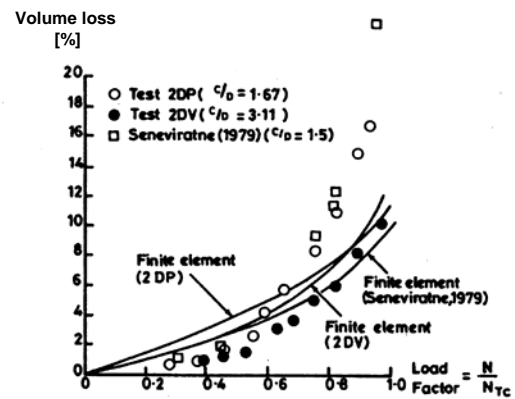


Abb. 7.4: Abhängigkeit des Volume loss vom Lastfaktor LF (Mair et al., 1981) ( $N_{TC} = N_C$ )

Auffallend ist in Abb. 7.3 einerseits die große Bandbreite der Ergebnisse und weiterhin die Tatsache, dass hier extrem hohe Volume loss - Werte angegeben sind, die heutzutage nicht mehr auftreten. Maier und Taylor, 1997 geben hierzu an, dass vermutlich unterschiedliche konstruktive Details, sowie verschiedene Standards der Belegschaft dafür ursächlich sind.

Da N keine bezogene Größe ist, schlug Mair, 1981 vor, den Volume loss in Abhängigkeit vom sogenannten Lastfaktor LF, der als das Verhältnis zwischen der Stabilitätszahl N und der kritischen Stabilitätszahl  $N_C$  (Gl. 7.2) definiert ist, zu bestimmen. In Abb. 7.4 ist beispielhaft der Volume loss in Abhängigkeit vom Lastfaktor dargestellt. Er wurde aus Messungen, Versuchen und Rückrechnungen (2D- und 3D-FE-Berechnungen) bestimmt.

$$LF = \frac{N}{N_c} \tag{Gl. 7.2}$$

Macklin, 1999 stellte den Volume loss verschiedener Vortriebe im überkonsolidierten Ton in Abhängigkeit vom Lastfaktor zusammen (s. Abb. 7.5).

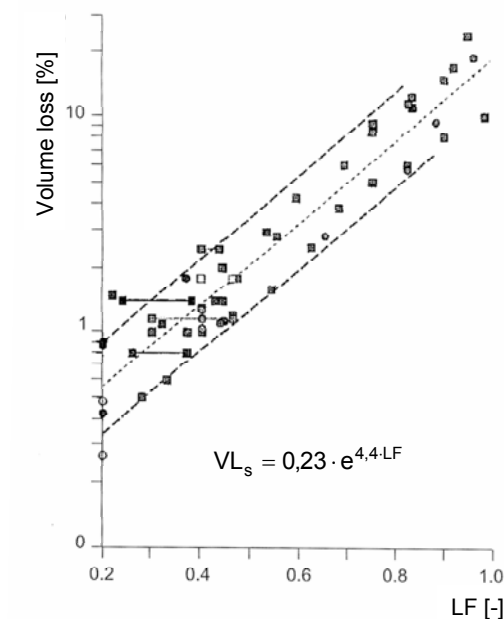


Abb. 7.5: Volume loss  $V_{L_s}$  in Abh. von LF in überkonsolidierten Tonen (Macklin, 1999)

Auch hier ergeben sich wieder insbesondere bei höherem Lastfaktor sehr hohe, nicht mit heutigen Erfahrungswerten einhergehende Volume loss - Werte. Weiterhin ist zu berücksichtigen, dass die Ordinate (Volume loss) eine exponentielle Skalierung besitzt und daher mit Annäherung an  $LF = 1$  der Volume loss aber auch dessen Streuung exponentiell ansteigt. In Abschnitt 7.2.3.3 wird im Detail auf die Ergebnisse von Macklin eingegangen.

Insgesamt ist festzuhalten, dass zur Bestimmung des Volume loss in bindigen Böden bisher keine befriedigenden Lösungen existieren. Vermutlich liegt das daran, dass die verglichenen Vortriebe zu unterschiedlich waren und wahrscheinlich auch zu wenige vergleichbare Messergebnisse zur Auswertung vorlagen, so dass man den Einfluss verschiedener Parameter nicht von den vorhandenen Streuungen trennen konnte. Für Vortriebe in nichtbindigen Böden liegen überhaupt nur sehr wenige Messergebnisse vor. Die Annahme von ungünstigsten Volume loss - Werten führt allerdings zur Prognose unrealistisch großer Setzungsmulden. Beispielsweise führte der Ansatz eines unrealistisch hohen Volume loss bei einer praktischen Anwendung jüngst dazu, dass eine große Anzahl von Hebungsinjektionen zum Ausgleich der befürchteten Setzungen geplant wurden, wobei dann letztendlich bereits die vor dem Vortrieb durchgeführte geringe Erstinjektion teils zu größeren Hebungen geführt hat, als sich nachfolgend Setzungen durch den Vortrieb ergaben. Es ist daher ein wesentliches Ziel der vorliegenden Arbeit, den Volume loss realistischer beschreiben zu können.

Eine weitere, für die nachfolgenden Untersuchungen wichtige Fragestellung ist, wie die Setzungsmulden parallel vorgetriebener, benachbarter Tunnelröhren ausgewertet werden können, bzw. ob durch den parallelen Vortrieb die jeweils andere Setzungsmulde beeinflusst wird. Zu dieser Thematik liegen in der Literatur bisher vereinzelte Untersuchungen vor. Die Angabe von Peck, 1969, dass sich die Gesamtsetzungsmulde beim Parallelvortrieb aus der Addition der Einzelsetzungsmulden ergibt, wobei es vom Abstand der beiden Tunnel abhängt, ob sich die maximale Setzung zwischen beiden Tunneln oder jeweils über den Tunnelröhren einstellt, wurde nur teilweise bestätigt. Beispielsweise berichten Shirlaw et al., 1988; Standing et al., 1996 und Lo et al., 1987 von asymmetrischen Setzungsmulden beim Parallelvortrieb. Mair und Taylor, 1997 begründen dies damit, dass sich bei Vortrieben, die sehr nahe beieinander liegen, die Baugrundsteifigkeit im Bereich des zweiten Vortriebs reduziert und sich damit beim 2. Vortrieb ein erhöhter Volume loss ergibt. Die Abhängigkeit vom Tunnelabstand wurde von Chapman et al., 2007 anhand von Versuchen im Labormaßstab bestätigt. Anhand von Erfahrungen bei Spritzbetonvortrieben in München geben Krischke und Weber, 1990 an, dass eine gegenseitige Beeinflussung erst dann auftritt, wenn der Abstand zwischen den Tunnelröhren weniger als dem 0,7-fachen Tunneldurchmesser beträgt. Detaillierte systematische Auswertungen von vergleichbaren Vortrieben liegen - wahrscheinlich aufgrund mangelnder Datenbasis - bisher nicht vor.

### **7.2.2 Auswertung Münchner Spritzbetonvortriebe**

#### **7.2.2.1 Geologische Verhältnisse**

Für die Auswertung von Setzungsmulden bei Spritzbeton- und Schildvortrieben stand eine große Anzahl von Messungen aus dem U-Bahn-Bau in München zur Verfügung. Daher werden einleitend kurz die geologischen Verhältnisse in München beschrieben.

Die Geologie Münchens ist im Schnitt in Abb. 7.6 dargestellt. Der Schichtaufbau in München, der in ähnlicher Ausprägung europaweit häufig anzutreffen ist, beinhaltet die für Spritzbetonvortriebe relevante Bandbreite der Lockergesteine (Kiese G, Sande S, Schluffe U und Tone T). Westlich und östlich der Isar stehen unter meist geringmächtigen Auffüllungen, Mutterboden- und feinkörnige Deckschichten die quartären Kiese an, die in den Eis- und Nacheiszeiten durch mehrmaligen Wechsel von Aufschotterung und Erosion entstanden sind. Sie besitzen überwiegend eine mitteldichte bis dichte Lagerung, sind geschichtet und weisen je nach Ablagerungsbedingungen und Alter einen sehr unterschiedlichen Sand- und Feinkornanteil auf. Der Flurabstand des quartären Grundwasserhorizonts, der im Münchner Norden nur wenige Meter beträgt, steigt im Südwesten auf bis zu 18 m an.

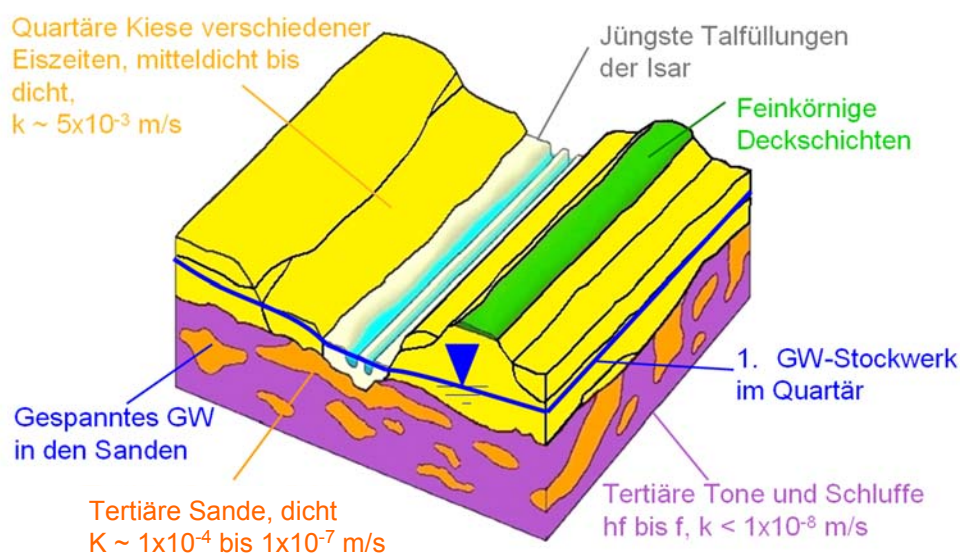


Abb. 7.6: Der Baugrund Münchens

Unter dem Quartär folgen die tertiären Schichten. Sie bestehen überwiegend aus Wechsellagerungen dicht gelagerter Fein- bis Mittelsande mit Tonen bzw. Schluffen in halbfester bis fester Konsistenz. Entsprechend ihrer Entstehung weisen diese Schichten engräumlich teils stark unterschiedliche Mächtigkeiten auf. Die Sandschichten führen meist gespanntes Grundwasser mit einem Druckwasserspiegel, der oberflächennah an den Quartärgrundwasserstand heranreicht.

Um einen Vergleich mit anderen geologischen Verhältnissen zu ermöglichen, sind in nachfolgender Tabelle mittlere Bodenkenngrößen des Münchner Baugrunds zusammengestellt:

	$\gamma / \gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$c'$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\phi'$ [°]	$E_{100,ref}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	$k$ [m / s]
Quartäre Kiese	23 / 14	0	37,5	80 - 120	$5 \cdot 10^{-3}$
Tertiäre Sande	21 / 11	0	35	80 - 100	$5 \cdot 10^{-5}$
Tertiäre Tone / Schluffe	21 / 11	20 - 50	20 - 27,5	60 - 100	$< 1 \cdot 10^{-8}$

$E_{100,ref}$  : Steifemodul bei einer Referenzspannung von 100 kN/m<sup>2</sup> (aus Gründen der Übersichtlichkeit wurde auf den Index s für „Steifemodul“ verzichtet)

Tab. 7.2: Bodenkenngrößen des Münchner Baugrunds

### 7.2.2.2 Details zur Auswertung der Münchner Spritzbetonvortriebe

Die Vorgehensweise beim Münchner Spritzbetonvortrieb ist in Abschnitt 3.2 dargestellt. Für die nachfolgenden Auswertungen wurden folgende Unterscheidungen getroffen:

- Rampenbauweise: Der Ringschluss erfolgt mit dem Auffahren der Strosse in einem Abstand von grob ca. 40 m bis 60 m hinter der Ortsbrust der Kalotte.
- Kalottenvortrieb: Zunächst wird die Kalotte mit temporärer Kalottensohle aufgefahren. Im Anschluss daran erfolgt das Auffahren der Strosse und Sohle mit großem zeitlichem Abstand zum Kalottenvortrieb.
- Vortrieb mit kurz vorausseilender Kalotte (2 m bis 4 m), auch als „abgestufter Vollausbuch“ bezeichnet.
- Synchroner Vortrieb: der Abstand der Kalotten- bzw. Strossen- / Sohlortsbrust in Vortriebsrichtung zwischen den parallel aufgefahrenen Tunnelröhren ist nur gering. Als Grenze zum versetzt synchronen Vortrieb wurde ein Abstand < 15 m gewählt, was bei einer Vortriebsleistung von 5 m am Tag einem zeitlichen Abstand von 3 Tagen entspricht. Beim Synchronvortrieb wird die mit geringem Abstand vorausseilende Tunnelröhre mit dem Index „1“ versehen.
- Versetzt synchroner Vortrieb: der Abstand der Kalotten- bzw. Strossen- / Sohlortsbrust in Vortriebsrichtung zwischen den parallel aufgefahrenen Tunnelröhren beträgt mehr als 15 m.

Im Rahmen der nachfolgenden Auswertungen wurden keine Vortriebe mit Schirmgewölbesicherungen (DSV-Schirme, Vereisung o.ä.) berücksichtigt. Vortriebe im Dichttrog (Quartär) wurden nur berücksichtigt, wenn angenommen werden konnte, dass aufgrund des Abstands oder der geringen Scherfestigkeit der Dichtwand kein signifikanter Einfluss auf die Setzungsmulde vorhanden ist.

In nachfolgender Tabelle sind die Messquerschnitte der ausgewerteten Münchner Spritzbetonvortriebe mit den jeweiligen Randbedingungen zusammengestellt (Koller, 2006; Trauner, 2006).

ID-Nr.	Los	Messquer-schnitt	Geo-logie	Vortriebsart	Tertiärü-berd. [m]	feinkörn. Tertiärü-berd. [m]	z <sub>0</sub> [m]	A / d
1-3	U1/1	2, 4, 5	T	DL / vers. syn. / abg. VA	2,7 - 8,3	2,7 - 8,3	12,3 - 18,3	0,7 - 2,6
16 - 22	U2Ost/ 2	1, 3, 6.1, 6.3, 6.4, 7	T	AT / syn. (<15 m) / abg. VA	0 - 7	0 - 7	14,3 - 25,8	0,3 - 0,9
23 - 26	U2Ost/ 3	1, 2, 3	T	AT / vers. syn./ abg. VA	0 - 4	0 - 4	14,4 - 23,9	0,5 - 1,0
29	U3Nord /1	2	T	AT / vers. syn / abg. VA	4	4	20,5	0,5
29a, 29b	U3Nord /1	5, 6	Q	AT / vers. syn / abg. VA			11,3 - 12,5	0,5
30	U3Süd/ 7	1	Q	AT / vers. syn. / Kal.-Votr.			12,2	0,1
31, 32	U3Süd/ 8.2	1, 2	Q	AT / vers. syn. / Kal.-Votr			9,8	0,5
33 - 35	U3Süd/ 9.1	1 - 3	Q	AT / Kal.-Votr. / syn.			8,4 - 9,6	0,5 - 0,6
33 - 35	U3Süd/ 9.1	1 - 3	Q	AT / Kal.-Votr. / syn.			8,4 - 9,6	0,5 - 0,6
36 - 39	U3Süd/ /	1.1 - 3	Q	AT / Kal.-Votr. / vers.			9,5 -	0,4



ID-Nr.	Los	Messquer-schnitt	Geo-logie	Vortriebsart	Tertiärü-berd. [m]	feinkörn. Tertiärü-berd. [m]	z <sub>0</sub> [m]	A / d
	9.2			syn.			12,1	
40 - 42	U5/9 13.1	1 - 3	T	vers. syn. / abg. VA / bei MQ2 u. 3 DL, sonst AT	2,4 - 9,6	2,4 - 6,7	14,0 - 22,1	0,4 - 1,0
42a - 42c	U5/9 14.2	2, 4	T / Q	AT / asyn / Kal.-Votr. (Q) bzw. abg. VA (T)	10,5	7	24,9 (14,9)	1,4
43 - 45	U5/9 2	3 - 5.2	T	AT / vers. syn. / MQ 2 u. 3 Kal.-Votr., sonst abg. VA	3 - 7	2 - 4,5	23,1 - 26,4	0,9 - 1,4
46 - 50	U5/9 7	5 - 28	T	DL / vers. syn. / abg. VA	7 - 13,2	3,5 - 9	13,4 - 24,4	1,2 - 2,5
51	U5/9 9.2	2	T	DL / syn. / abg. VA	16,5	2	28,6	3,7
57 - 60	U6 West/4	1, 2	Q / T	AT / vers. syn. / MQ1 Kal.-Votr., sonst abg. VA	5,4	1	14,1 - 20,6	0,5
61 - 66	U6 West/5	1 - 3	Q	AT / vers. syn / abg. VA			8,5 - 12	0 - 0,6
66a - 66b	U6Nord /6	1	T	DL / vers. syn. / abg. VA	7,3	2,5	17,3	0 bzw. 0,6
67 - 70a	U8/14	1- 5	T	AT / MQ 1-3 syn., sonst vers. syn. / Rampenbauweise	3,2 - 7,5	1 - 7	12,1 - 15,3	0,4 - 0,7
71 - 74	U8/14	6, 7	T	AT / vers. syn. / Rampenbauweise	6,0 - 10,2	3,0 - 9,0	15,9 - 20,4	0,7 - 2,9
75 - 78	U8Nord /1	1, 2	Q	AT / vers. syn. / Kal.-Votr			10,0 - 27,1	0,1
79 - 84	U8Nord /3	1 - 3.2	T	DL / vers. syn. / abg. VA	7,0 - 7,4	1,0 - 2,0	13,5 - 14,5	0,4
85 / 88	U8Nord /4	1, 2	Q	AT / vers. syn. / Kal.-Votr.			9,1 - 10	0,1 - 0,5
89 - 91	U8Nord /5	1, 2	Q	AT / vers. syn. / Kal.-Votr.			9,0 - 9,2	0,5 - 0,8
92	U8Nord /8	3	T	DL / vers. syn. / abg. VA	4,8	0	17,6	0,2
93	U8/1 18.2	Landwehrstr	T	AT / vers. syn / abg. VA	18,5	8	29,1	2,4
94 - 106	U8/1 15.1	1 - 18	T / MQ18 Q	AT / syn. und vers. syn. / Kal.-Votr. / Rampenbauw. u. abg. VA	0 - 3,2	0 - 3,2	14,6 - 19,9	0,4 - 2,1
106a, 106b	U8/1 6	1, 2	Q	AT / asyn. / abg. VA			10,2	
108a	U8/1 9	1	Q	AT / vers. syn / abg. VA			14,1	2,4
Q: Quartär T: Tertiär AT: Atmosphärischer Vortrieb DL: Druckluftvortrieb abg. VA: abgestufter Vollaussbruch					Kal.-votr: Kalottenvortrieb syn.: Synchronvortrieb vers. syn.: versetzt synchroner Vortrieb asyn: asynchroner Vortrieb			

Tab. 7.3. Zusammenstellung der ausgewerteten Münchner Spritzbetonvortriebe

### 7.2.2.3 Gegenseitige Beeinflussung der Tunnelröhren beim Parallelvortrieb

Die Strecken der Münchner U-Bahn verlaufen größtenteils in 2 parallelen Tunnelröhren. Wenn man

die Auswertungen beider Tunnelröhren gleichberechtigt berücksichtigen will, ist zunächst nachzuweisen, dass sich die Setzungsmulden beider Vortriebe nicht gegenseitig beeinflussen. Dabei ist es anschaulich plausibel und wurde auch bereits durch Weber, 1980 festgestellt, dass der gegenseitige Einfluss beider Tunnel mit abnehmendem Abstand immer größer sein wird. Der gegenseitige Abstand beider Tunnel wird nachfolgend über das Pfeilverhältnis  $A/D$  definiert (s. Abb. 7.7).

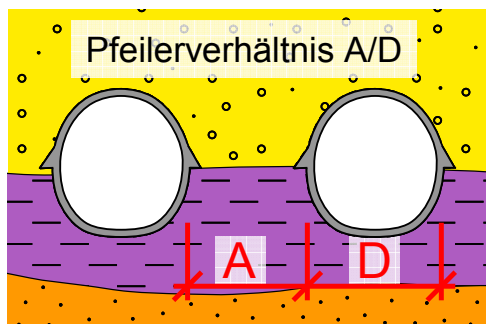


Abb. 7.7: Definition Pfeilverhältnis

Weiterhin ist es möglich, dass die Tunneltiefe  $z_0$  aufgrund der Größe des Gewölbeschubs, die Auffahrfolge, also die zeitliche Abfolge beider Vortriebe zueinander (synchroner oder versetzt synchroner Vortrieb) und die Vortriebsweise (Rampenbauweise, Kalottenvortrieb, abgestufter Vollausbuch) von Einfluss sind.

Nachfolgend wird untersucht, unter welchen Randbedingungen gegenseitige Beeinflussungen stattfinden und - in Konsequenz daraus - welche Vortriebe für die weitere Auswertung berücksichtigt werden können. Hierzu werden zunächst die vergleichenden Untersuchungsergebnisse zu den möglichen Einflussfaktoren dargestellt und anschließend diese bewertet.

In Abb. 7.8 und Abb. 7.9 ist der Volume loss  $VL_{s,ges}$  und - da hierbei das Resultat noch deutlicher wird - die maximale Setzung der Gesamtsetzungsmulden  $s_{max,ges}$  in Abhängigkeit vom Pfeilverhältnis  $A/D$  beim atmosphärischen Tertiär- und Quartärvortrieb dargestellt. Zur Veranschaulichung der Ergebnisse enthalten die Abbildungen jeweils zusätzlich eine potentielle Regressionsfunktion.

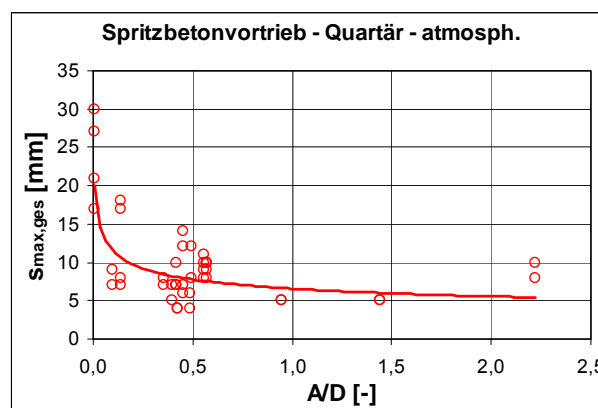
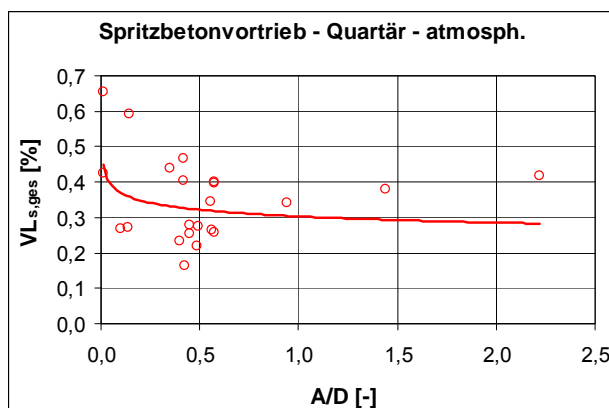


Abb. 7.8a u. b:  $VL_{s,ges}$  und  $s_{max,ges}$  beim atmosphärischen Quartärvortrieb in Abh. von  $A/D$

Beim Quartärvortrieb (Abb. 7.8) konnten Messquerschnitte ausgewertet werden, bei denen nahezu kein Zwischenpfeiler verblieb (QS 106a und 106b). Für diese Querschnitte ergaben sich gegenüber Vortrieben mit  $A/D > 1$  mehr als doppelt so große Setzungen. Insgesamt nehmen für Verhältnisse  $A/D < 0,5$  der Volume loss  $VL_{s,ges}$  bzw. die maximale Setzung  $s_{max,ges}$  zu.

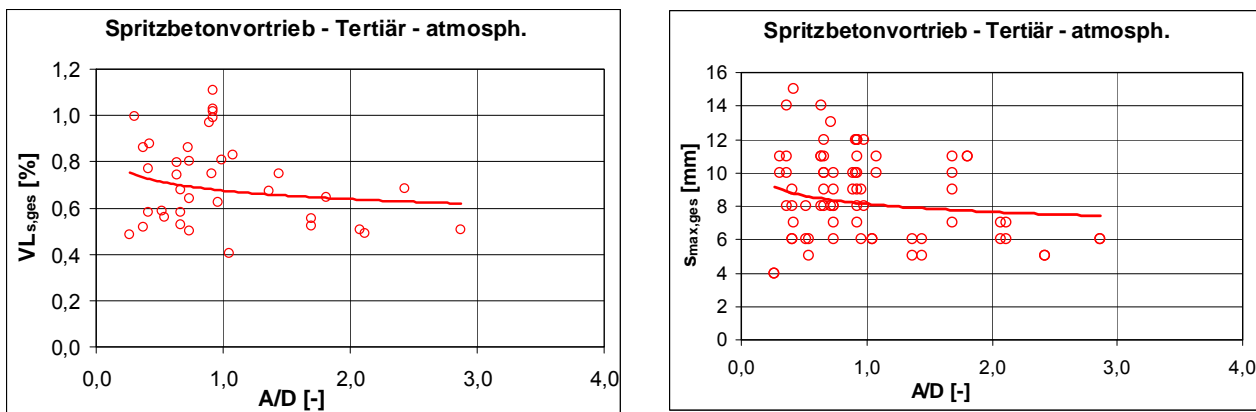


Abb. 7.9a u. b:  $VL_{s,ges}$  und  $s_{max,ges}$  beim atmosphärischen Tertiärvortrieb

Diese Aussage wird auch durch die Auswertung der Tertiärvortriebe (Abb. 7.9) bestätigt, wobei der Anstieg des Volume loss nach visuellem Empfinden etwa bereits ab  $A/D < 1$  bis 1,5 signifikant ist, dafür allerdings nicht so ausgeprägt in Erscheinung tritt.

In Abb. 7.10 ist der Volume loss der Einzelsetzungsmulden  $VL_{s,1}$  und  $VL_{s,2}$  in Abhängigkeit von  $A/D$  dargestellt.

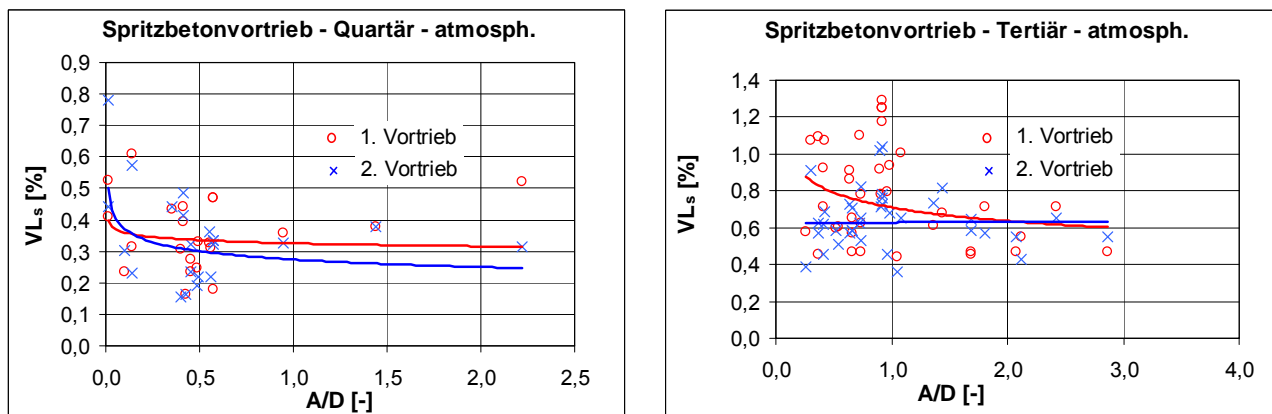


Abb. 7.10a u. b:  $VL_{s,1}$  und  $VL_{s,2}$  beim atmosphärischen Tertiär- und Quartärvortrieb

Beim Quartärvortrieb ist kein eindeutiger Unterschied zwischen  $VL_{s,1}$  und  $VL_{s,2}$  zu erkennen. Die geringen Unterschiede entstehen durch einzelne Messwerte bei sehr kleinem oder großem  $A/D$ . Dagegen sind die Unterschiede zwischen  $VL_{s,1}$  und  $VL_{s,2}$  beim Tertiärvortrieb bei einigen Losen sehr deutlich. Ab ca.  $A/D < 1$  steigt  $VL_{s,1}$  gegenüber  $VL_{s,2}$  mit abnehmendem  $A/D$  immer stärker an.

Die hier vorliegenden Ergebnisse zeigen bereits, dass nicht alleine das Pfeilverhältnis dafür verantwortlich ist, ob sich die Parallelvortriebe gegenseitig beeinflussen. Daher wird in Abb. 7.11 und Abb. 7.12 der Einfluss der Auffahrfolge (synchron / versetzt synchron) und der Vortriebsweise (Rampe / abgestufter Vollausschlag) auf die Größe der Setzungsmulde und zwar in Abhängigkeit von der Tunneltiefe  $z_0$  betrachtet. Dies erfolgt am Beispiel des atmosphärischen Spritzbetonvortriebs. Es wurden jeweils nur Vortriebe berücksichtigt, bei denen das Pfeilverhältnis kleiner war als 1,0, da gemäß Abb. 7.10 davon ausgegangen werden konnte, dass bei größerem Pfeilverhältnis keine gegenseitige Beeinflussung auftritt.

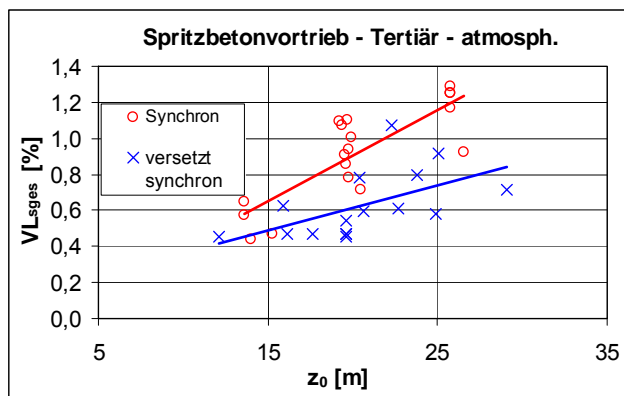


Abb. 7.11: Unterschied zwischen synchronem und versetzt synchronem Vortrieb

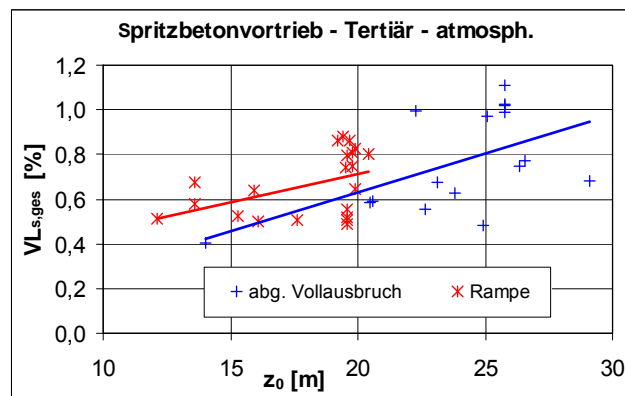


Abb. 7.12: Unterschied zwischen Rampenvortrieb und abgestuftem Vollaushbruch

Man erkennt in Abb. 7.11 deutlich, dass der Volume loss beim Synchronvortrieb ab einer Tunneltiefe von ca. 12 m stärker ansteigt als beim versetzt synchronen Vortrieb. Hingegen lässt sich kein signifikanter Unterschied zwischen der Rampenbauweise und dem abgestuften Vollaushbruch erkennen.

Zusammengefasst muss nach den vorliegenden Ergebnissen die wechselseitige Beziehung der Einflussfaktoren

- Pfeilverhältnis  $A/D$ ,
- Auffahrfolge (Abstand der parallel aufgefahrenen Tunnelröhren in Vortriebsrichtung)
- und Tiefenlage des Tunnels

berücksichtigt werden. Es lassen sich folgende Abhängigkeiten nachvollziehen:

- Bei sehr kleinem Pfeilverhältnis ergaben sich beim Quartär- wie Tertiärvortrieb unabhängig von der Tiefenlage und ob der Vortrieb synchron oder versetzt synchron aufgefahren wurde, vergleichsweise große  $VL_{s,ges}$  - Werte. Dies wird dadurch erklärt, dass sich durch die Reduzierung der Pfeilerdicke  $A$  die durch Gewölbewirkung auf den Pfeiler übertragenen Spannungen und damit die Setzungen im Bereich des Pfeilers erhöhen (s. Abb. 7.13). Im Übrigen haben auch FE-Vergleichsberechnungen für die Münchner U-Bahn-Baumaßnahme U3 Nord, Los 2 ergeben, dass bei einem Pfeilverhältnis  $A/D < 0,5$  die Tunnelchale des bereits vorhandenen Tunnels durch den Gewölbeschub des zweiten Tunnels merklich belastet wird (LH München, 2004).

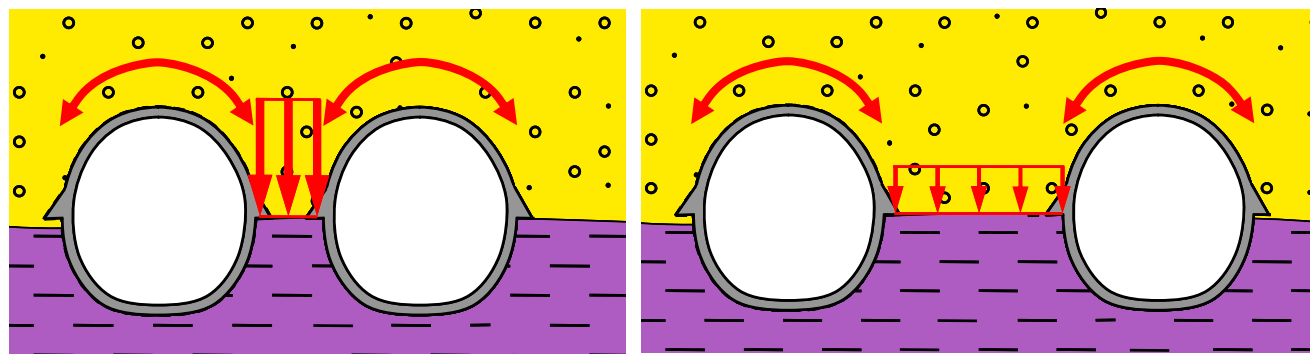


Abb. 7.13: Setzungswirksame Spannung im verbleibenden Bodenpfeiler durch Gewölbeschub in Abhängigkeit vom Pfeilverhältnis  $A/D$

- Ob sich beim Synchronvortrieb die benachbarten Tunnelröhren hinsichtlich der Verformungen

gegenseitig beeinflussen, ist abhängig vom Pfeilverhältnis und der Tiefenlage.

- In konstanter Tiefe ist bei großem Pfeilverhältnis die gegenseitige Beeinflussung gering, da der Gewölbeschub über dem verbleibenden Bodenpfeiler verformungsarm übertragen werden kann. Mit Abnahme des Pfeilverhältnisses geht mehr Gewölbeschub auf die benachbarte Tunnelröhre und den bereits durch den ersten Vortrieb aufgelockerten Baugrund über und wenn deren Tunnelschale nicht erhärtet ist (Synchronvortrieb), entstehen zusätzliche Verformungen. Der Volume loss der unmittelbar vorausseilenden Tunnelröhre  $VL_{s,1}$  steigt an. Würden die Setzungen nur aus dem Bodenpfeiler resultieren, wäre der Unterschied zwischen  $VL_{s,1}$  und  $VL_{s,2}$  nicht zu erklären.
- Umgekehrt erhöht sich mit der Tiefe (Quartärvortrieb → Tertiärvortrieb) der Gewölbeschub und so kommt es mit zunehmender Tiefe beim Synchronvortrieb und bei konstantem Pfeilverhältnis zu immer größerem Volume loss  $VL_{s,1}$ . Beim versetzt synchronen Vortrieb kann sich dagegen der über der 2. Tunnelröhre einstellende Gewölbeschub auf der 1. bereits erstellten und erhärteten Spritzbetonschale abstützen, so dass daraus für die 1. Tunnelröhre nur mehr geringe weitere Verformungen resultieren. Der Volume loss  $VL_{s,1}$  steigt dabei nur geringfügig an.
- Zwischen der Rampenbauweise und dem abgestuften Vollaushub ist kein entscheidender Unterschied festzustellen. Die beim Quartärvortrieb angewendeten Zusatzmaßnahmen wie z.B. Kalottenfußverstärkungen oder Verfüllinjektionen (s. Abschnitt 7.2.2.1) werden ausgeführt, wenn es die geologischen Verhältnisse, die schnell wechseln können, erfordern. Es konnte nicht nachgewiesen werden, dass derartige Zusatzmaßnahmen zu einer Reduzierung der Verformungen führen, auch da jeweils der Vergleich ohne Zusatzmaßnahme fehlt. Vermutlich wirken sich ungünstigere Untergrundverhältnisse und getroffene Zusatzmaßnahmen gegenläufig auf entstehende Verformungen aus, so dass in der Summe kein Unterschied erkennbar ist.

In Abb. 7.14 sind die Zusammenhänge nochmals zusammengefasst dargestellt und die Grenzen mit Werten bezeichnet, wie sie sich aus den Auswertungen mit den dort vorliegenden Randbedingungen ergeben haben.

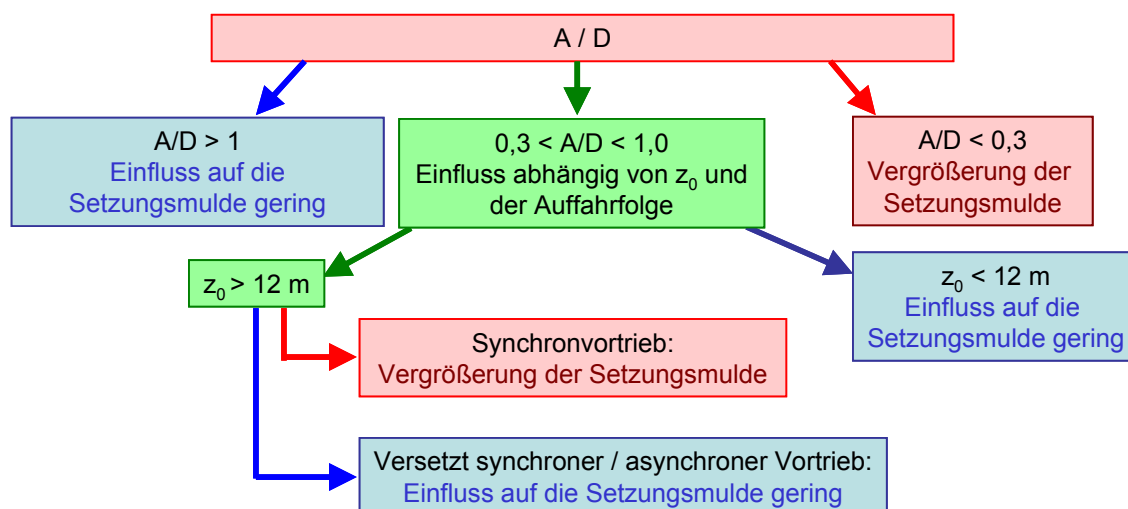


Abb. 7.14: Einfluss von A/D,  $z_0$  und Auffahrfolge auf die Setzungsmulde beim Parallelvortrieb

Um bei den nachfolgenden Auswertungen die Einflussfaktoren „A/D“ und „Vortriebsweise“ eliminieren und damit detailliertere Aussagen über die Abhängigkeit des Volume loss treffen zu können, wurden nachfolgend aufgrund der zuvor beschriebenen Erkenntnisse folgende Messwerte nicht

weiter berücksichtigt:

Quartärvortrieb		Tertiärvortrieb	
Bedingung	Nicht berücksichtigt:	Bedingung	Nicht berücksichtigt:
Synchroner und versetzt synchroner Vortrieb: $A/D < 0,3$	$VL_{s,1}$ und $VL_{s,2}$	Synchroner und versetzt synchroner Vortrieb: $A/D < 0,3$	$VL_{s,1}$ und $VL_{s,2}$
		Synchronvortrieb: $0,3 < A/D < 1$	$VL_{s,1}$

Tab. 7.4: Randbedingungen zur Eliminierung der Einflussfaktoren „A/D“ und „Auffahrfolge“

### 7.2.2.4 Volume loss beim U-Bahn-Streckenvortrieb ( $A \sim 40 \text{ m}^2$ )

Zunächst wird der Volume loss der beiden Tunnelröhren beim atmosphärischen Tertiärvortrieb in Abhängigkeit von der Tunneltiefe  $z_0$  bzw. der Mächtigkeit der feinkörnigen Tertiärüberdeckung  $d_{T/U}$  betrachtet.

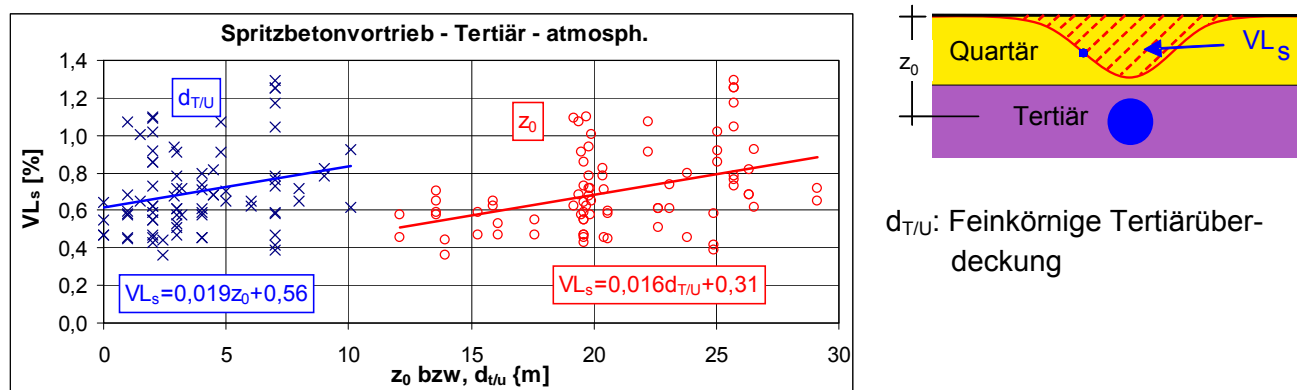


Abb. 7.15:  $VL_s$  beim atmosphärischen Tertiärvortrieb in Abhängigkeit von  $z_0$  bzw.  $d_{T/U}$

Deutlich ist die Zunahme des Volume loss mit  $z_0$  bzw. der feinkörnigen Tertiärüberdeckung  $d_{T/U}$  zu erkennen. Insgesamt ergibt sich beim atmosphärischen Tertiärvortrieb eine brauchbare Regression zwischen  $VL_s$  und  $z_0$ . Bis ca.  $z_0 = 20 \text{ m}$  beträgt der maximale Abstand von der Regressionsgeraden etwa  $\Delta VL_s = 0,2 \%$  und steigt dann bei  $z_0 = 25 \text{ m}$  auf ca.  $\Delta VL_s = 0,4 \%$  an. Hier muss man berücksichtigen, dass mit zunehmender Tiefe auch die Ungenauigkeit bei der Auswertung der Messwerte ansteigt, da die auftretenden Setzungen kleiner werden. (Der Volume loss nimmt zwar zu, allerdings wird auch der Wendepunkt Abstand mit der Tiefe größer, so dass insgesamt die Setzungen abnehmen.)

Die Regression zwischen  $VL_s$  und  $d_{T/U}$  ist deutlich schlechter als zwischen  $VL_s$  und  $z_0$ . Es lässt sich daher aus diesem Diagramm nicht ableiten, dass die feinkörnige Überdeckung den Volume loss maßgeblich beeinflusst.

Abb. 7.16 und Abb. 7.17 zeigen den Volume loss beim Druckluftvortrieb im Tertiär und beim Quartärvortrieb in Abhängigkeit von  $z_0$ .

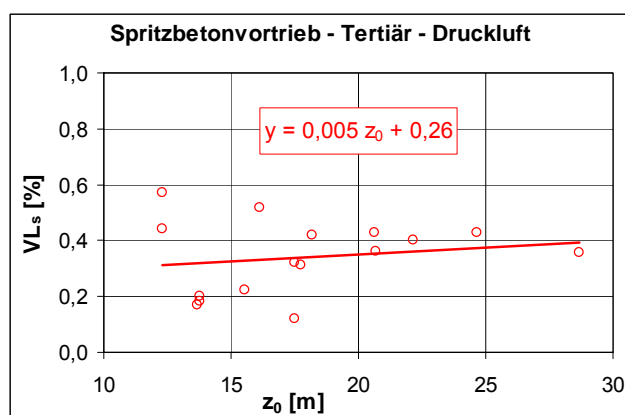


Abb. 7.16:  $VL_s / z_0$  beim Tertiärvortrieb mit Druckluftstützung

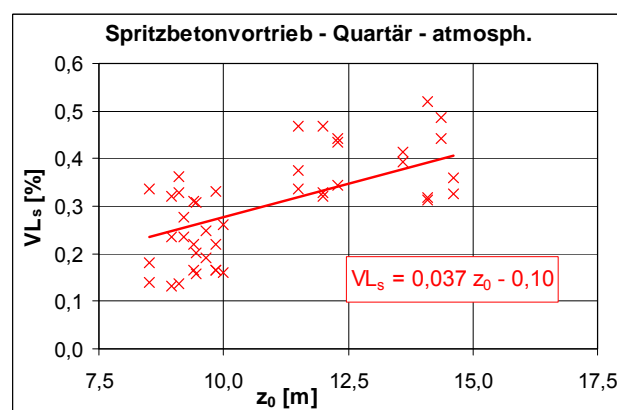


Abb. 7.17:  $VL_s / z_0$  beim Quartärvortrieb

Deutlich ist beim Quartärvortrieb die Abhängigkeit von der Überdeckung zu erkennen. Die maximalen Abweichungen von der Regressionsgeraden betragen etwa  $\Delta VL_s = 0,15$  %. Wenn man die vielen Faktoren berücksichtigt, die für die Streuung ursächlich sein können, ist die Regression insgesamt gesehen noch gut. Auffallend ist, dass der Volume loss verhältnismäßig klein ist. Er ist bei geringer Überdeckung sogar kleiner, als nach Erfahrungswerten in Sanden mit einem Schildvortrieb nach Mair, 1996 ( $VL_s = 0,5$  %) zu erwarten wäre. Dies zeigt bereits, dass die Angaben nach Mair, 1996 stark auf der sicheren Seite liegen.

Wie bereits erläutert, wurde aufgrund der geringen Setzungen, verbunden mit einem steigenden Fehler infolge Messabweichungen, der Druckluftvortrieb unter der Annahme ausgewertet, dass  $VL_{s,1}$  und  $VL_{s,2}$  gleich groß sind. Trotz dieser „Mittlung“ ist die Korrelation beim Druckluftvortrieb deutlich geringer als bei den atmosphärischen Vortrieben. Außerdem nimmt der Volume loss nur geringfügig mit der Tunneltiefe zu. Dies liegt vermutlich daran, dass beim Druckluftvortrieb weitere, hier nicht gesondert berücksichtigte Faktoren wie z.B. die Grundwassersituation von Einfluss sind.

Nicht dargestellt ist beim Druckluftvortrieb die Abhängigkeit von der feinkörnigen Überdeckung  $d_{T/U}$ . Wie bei den atmosphärischen Vortrieben ist die Korrelation zu  $d_{T/U}$  geringer als zu  $z_0$ .

Zu allen 3 Vortriebsweisen wurden weitere Abhängigkeiten untersucht, z.B.:

- Details bei der Vortriebsweise
- Gesamte Tertiärüberdeckung
- Luftüberdruck bzw. Grundwassersituation beim Druckluftvortrieb
- Abhängigkeiten von der maximalen Setzung  $s_{max}$  bzw. von der maximalen Tangentenneigung

Diese Abhängigkeiten waren weniger signifikant und wurden daher nicht berücksichtigt. Insgesamt ist jedoch auch die Korrelation zwischen  $VL_s$  und  $z_0$  nicht ausreichend, um die Regressionsgerade allein zur Bestimmung von  $VL_s$  für das Prognoseverfahren verwenden zu können. Die Ergebnisse streuen zu stark, was, wie in Abschnitt 6.3 ausführlich erläutert, auch an der Messung und der Auswertung liegen kann. Um diese Streuung bei der Auswertung berücksichtigen zu können, wurde die Größe der Setzungsmulde in Abhängigkeit vom Vertrauensbereich (Auftrittswahrscheinlichkeit) ermittelt. Hierzu wurde für die angegebenen Messwerte das Konfidenzintervall bestimmt. In Abb. 7.18 sind beispielhaft für den atmosphärischen Spritzbetonvortrieb im Tertiär die Ergebnisse für die oberen Vertrauensbereiche von 90 % und 99 % dargestellt, die ebenfalls wieder in guter Näherung durch jeweils eine Regressionsgerade beschrieben werden können. Ein

Vertrauensbereich von 99 % bedeutet beispielsweise, dass mit einer 1 %-igen Auftretenswahrscheinlichkeit der Volume loss über der Regressionsgeraden liegt. Es lässt sich also in Abhängigkeit von dem gewählten Vertrauensbereich der gesuchte Volume loss angeben.

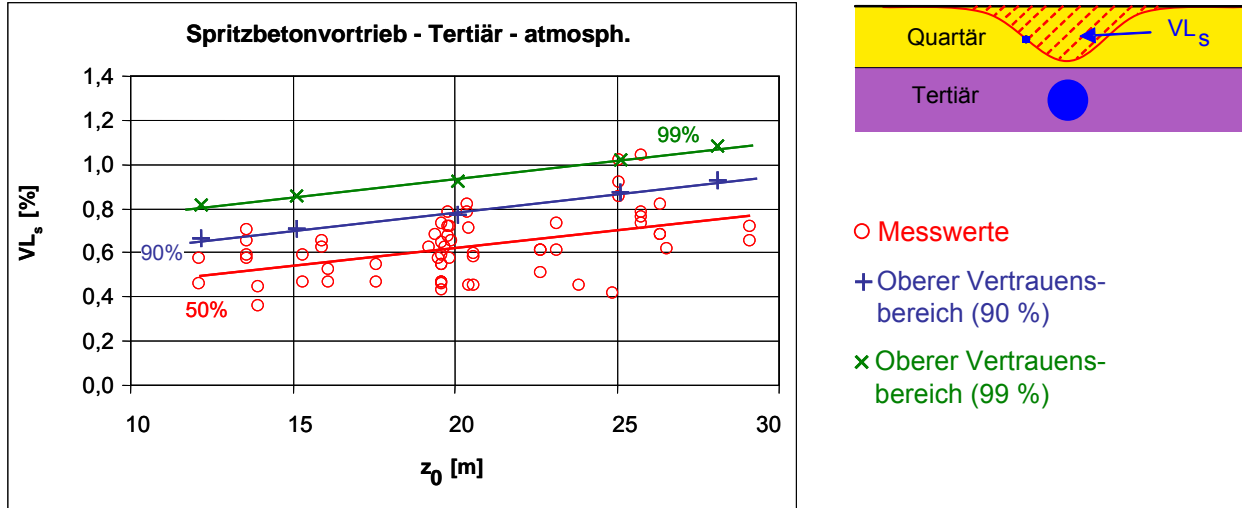


Abb. 7.18:  $VL_s$  in Abhängigkeit von  $z_0$  am Beispiel des atmosphärischen Tertiärvortriebs

In Tab. 7.5 sind die Gleichungen der Regressionsgeraden für die 3 untersuchten Vortriebsweisen in Abhängigkeit vom Vertrauensbereich  $VL_{s,50\%}$ ,  $VL_{s,90\%}$  und  $VL_{s,99\%}$  zusammengestellt.

	Spritzbetonvortrieb atmosphärisch in Quartär	Spritzbetonvortrieb atmosphärisch im Tertiär (S, U, T)	Druckluftvortrieb im Tertiär (S, U, T)
$VL_{s,50\%}$	$0,037 \cdot z_0 - 0,10$	$0,016 \cdot z_0 + 0,31$	$0,005 \cdot z_0 + 0,26$
$VL_{s,90\%}$	$0,037 \cdot z_0$	$0,016 \cdot z_0 + 0,47$	$0,005 \cdot z_0 + 0,43$
$VL_{s,99\%}$	$0,037 \cdot z_0 + 0,09$	$0,016 \cdot z_0 + 0,61$	$0,005 \cdot z_0 + 0,57$

Tab. 7.5: Gleichungen zur Ermittlung von  $VL_s$  für verschiedene Vertrauensbereiche

Abschließend ist in Abb. 7.19 nochmals der Volume loss in Abhängigkeit von  $z_0$  aller 3 Spritzbetonbauweisen in einem Diagramm zusammengestellt.

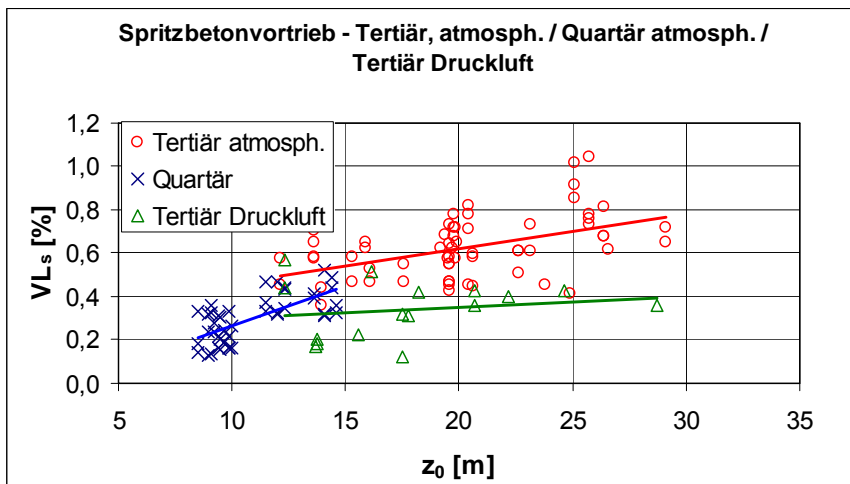


Abb. 7.19  $VL_s$  in Abhängigkeit von  $z_0$

Der Vergleich der Tertiärvortriebe zeigt klar, dass der Volume loss beim atmosphärischen Vortrieb etwa doppelt so groß ist wie beim Druckluftvortrieb. Beim Druckluftvortrieb wirkt der Überdruck auf



die Tunnelwandung stützend, so dass insgesamt kleinere Setzungen auftreten. Es liegt daher nahe, den Einfluss der Ortsbruststandsicherheit auf den Volume loss mit zu berücksichtigen (s. Abschnitt 7.2.3.3).

Zusammenfassend kann festgestellt werden:

- Bei allen 3 Spritzbetonvortriebsweisen konnte mit zunehmender Tiefenlage des Tunnels ein Anstieg des Volume loss nachgewiesen werden. Hierzu liegen in der Literatur bisher keine Angaben vor, wahrscheinlich, weil die Anzahl der vergleichbaren Messergebnisse zu gering war, um diese Abhängigkeit feststellen zu können. Die hier dargestellte Abhängigkeit zwischen  $VL_s$  und  $z_0$  ist für eine wirklichkeitsnahe Ermittlung der Setzungsmulde von Tunneln entscheidend.
- Insgesamt ist der hier ermittelte Volume loss viel geringer, als nach den bisher vorliegenden Angaben aus der Literatur zu erwarten war. Für Spritzbetonvortriebe bzw. Schildvortriebe ohne Ortsbruststützung (open face) werden beispielsweise in der Literatur Werte zwischen 0,5 % und 2 % angesetzt. Ein möglicher Grund hierfür ist, dass bei den Münchner Vortrieben aufgrund der Vielzahl vergleichbarer Messwerte eine bessere Differenzierung hinsichtlich vorhandener Einflussfaktoren vorgenommen werden konnte. Die Literaturangaben liegen somit im Vergleich stark auf der sicheren Seite. Allerdings ist noch zu untersuchen, wie sich der Volume loss verhält, wenn Vortriebe unter Randbedingungen ausgeführt werden, die nicht mit denen in München vergleichbar sind. Dies wird in den nachfolgenden Abschnitten untersucht.
- Durch die Druckluftstützung im Tertiär halbiert sich etwa der Volume loss und damit die relevante Tangentenneigung gegenüber dem atmosphärischen Tertiärvortrieb. Dies kann darauf zurückgeführt werden, dass der Luftüberdruck auf die Tunnelwandung stützend wirkt, sich dadurch die Ortsbruststandsicherheit erhöht und sich die Ortsbruststandsicherheit - wie von einigen Autoren bereits festgestellt (s. Abschnitt 7.2.1) - auch auf die Setzungen auswirken.
- Wenn man von dem Gedankenmodell ausgeht, dass der Volume loss direkt von der Ortsbruststandsicherheit abhängt und dass ab etwa 2 bis 3 d nach der Silotheorie von Terzaghi die Ortsbruststandsicherheit mit der Tiefe nicht weiter zunimmt, wäre eigentlich zu erwarten, dass sich der Volume loss ab einer Tunneltiefe von ca.  $z_0 = 20$  bis 30 m nicht mehr ändert. Wenn man keine lineare sondern eine logarithmische Regression ansetzt, lässt sich aus den Ergebnissen der Tertiärvortriebe auch ableiten, dass die Zunahme des Volume loss mit steigendem  $z_0$  abnimmt. Auf jeden Fall ist der Volume loss ab  $z_0 = 30$  m nicht konstant. Die Ortsbruststandsicherheit kann also nicht der allein ausschlaggebende Einflussfaktor sein.
- Auch der Quartärvortrieb weist überraschenderweise bei vergleichbarer Überdeckung einen etwas geringeren Volume loss auf als der atmosphärische Tertiärvortrieb. Es wird vermutet, dass das Grundwasser beim Tertiärvortrieb einen Einfluss besitzt. Während die Quartärvortriebe über dem Grundwasser aufgefahren werden, erfolgen die atmosphärischen Tertiärvortriebe im Schutze einer Tertiärwasserhaltung, wobei bei ausreichender feinkörniger Überdeckung das Quartärgrundwasser nicht abgesenkt wird. Es könnte aber auch mit daran liegen, dass der Vortrieb im Quartär überwiegend als Kalottenvortrieb und im Tertiär als abgestufter Vollausschub ausgeführt wurde. Im Rahmen der hier vorgestellten Untersuchungen konnte die Ursache letztendlich nicht abschließend geklärt werden.

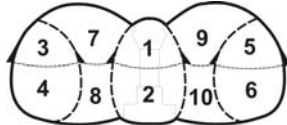
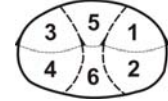


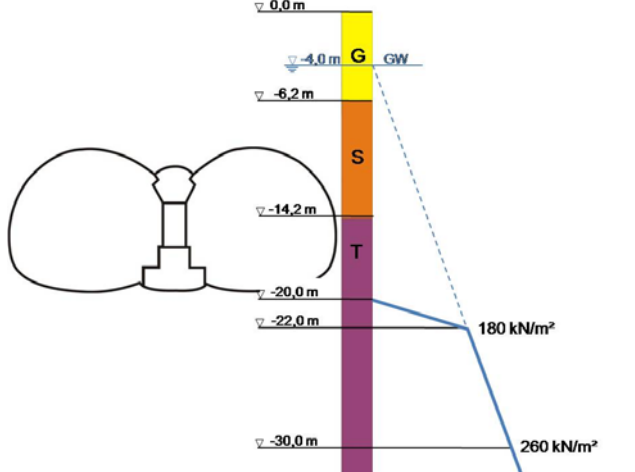
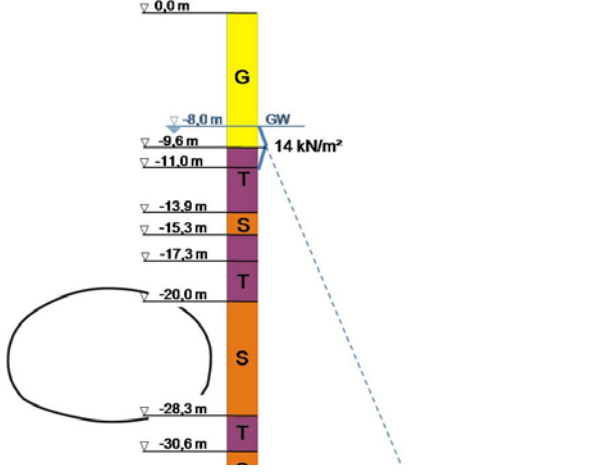
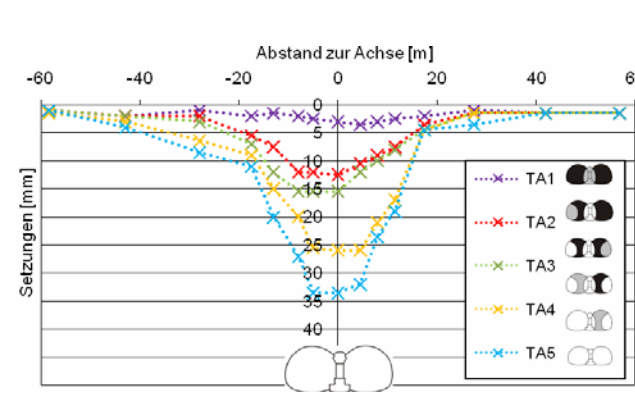
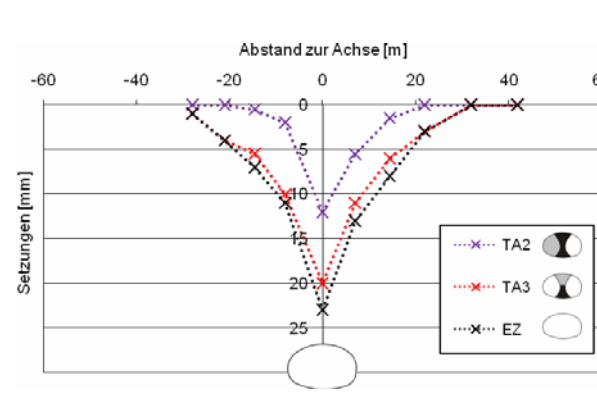
### **7.2.2.5 Volume loss von in Teilausbrüchen aufgefahrenen Großquerschnitten**

#### **7.2.2.5.1 Allgemeines**

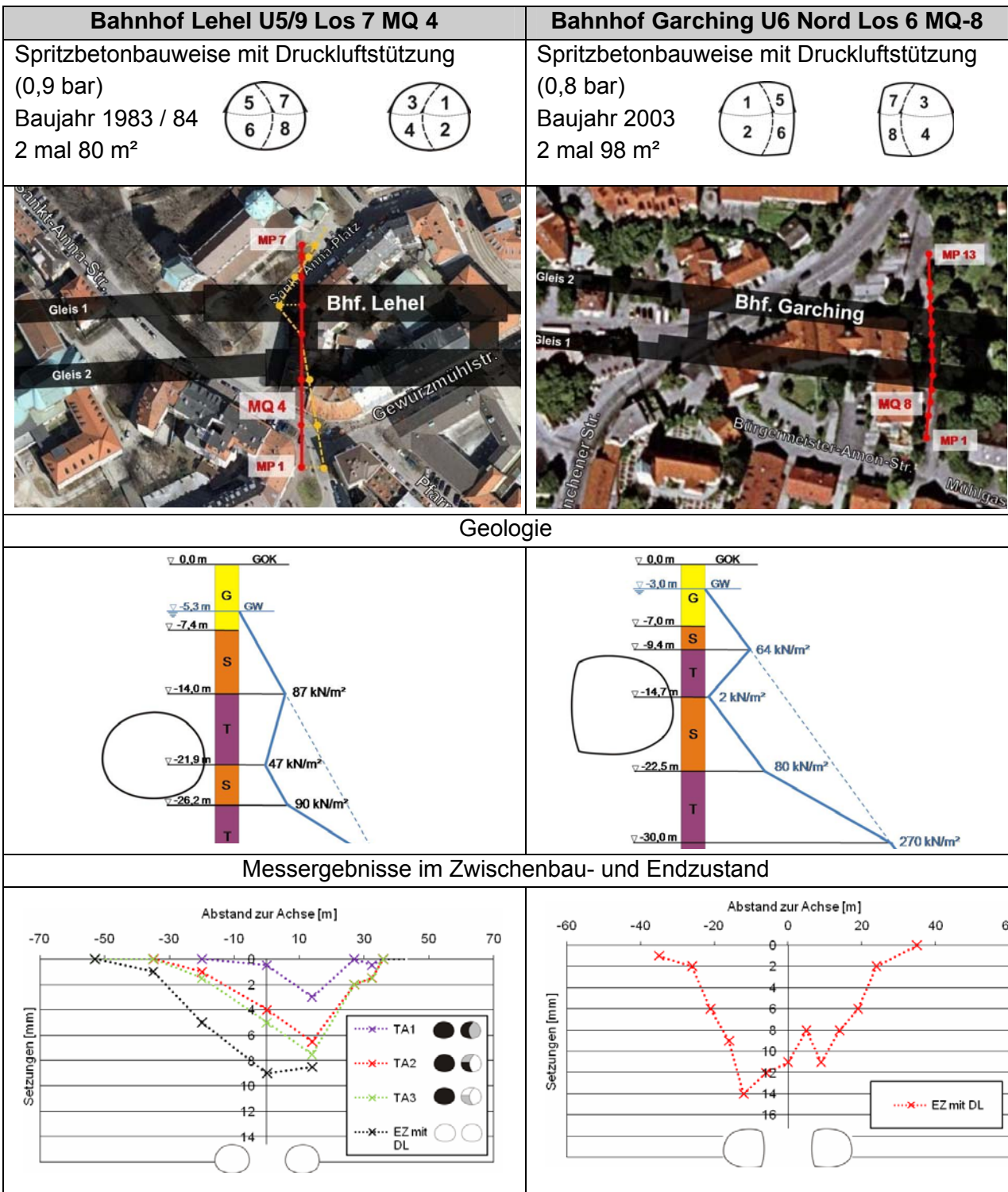
Große Ausbruchquerschnitte können nicht mehr in einem Kalottenvortrieb aufgefahren werden, da die Ortsbrust nachbrechen würde. Sie werden daher in mehrere Teilausbrüche unterteilt. Somit stellt sich die Frage, welchen Einfluss das mehrmalige Öffnen der Ortsbrust in Teilquerschnitten auf die Setzungen hat und ob zur Bestimmung des Volume loss die Gleichungen für die Streckenvortriebe verwendet werden können. Hierzu wurden exemplarisch 4 große Spritzbetonquerschnitte untersucht, die in Teilausbrüchen aufgefahren wurden und zu denen umfangreiche Messergebnisse vorlagen (s. Müller, 2008). Da damit keine statistische Auswertung durchgeführt werden kann, wurden ergänzend FE-Berechnungen durchgeführt, die zum Ziel hatten, die Messergebnisse auf Plausibilität zu prüfen.

#### **7.2.2.5.2 Untersuchte Querschnitte**

Es wurden 2 atmosphärische Spritzbetonvortriebe und 2 Spritzbetonvortriebe mit Druckluftstützung ausgewertet. Die Randbedingungen dieser Vortriebe sind nachfolgend tabellarisch zusammengestellt. Mit den Zahlen in den Querschnitten ist die Reihenfolge der aufgefahrenen Teilausbrüche angegeben:

Bahnhof Theresienwiese U5/9 Los 5 MQ 5	U5/9 Los 14.2 MQ 2 OSM3 (Mühlbauerstr.)
Spritzbetonbauweise atmosphärisch Baujahr 1979 176 m <sup>2</sup> 	Spritzbetonbauweise atmosphärisch Baujahr 1984 /85 120 m <sup>2</sup> 
Lageplan	
	
Geologie	
	
Messergebnisse im Zwischenbau- und Endzustand	
	

Tab. 7.6: Untersuchte Großquerschnitte U5/9, Los 5 u. Los 14.2



Tab. 7.7: Untersuchte Großquerschnitte U5/9, Los 7 und U6 Nord, Los 6

### 7.2.2.5.3 Vergleichende Untersuchungen und Ergebnisse

Zur Überprüfung, ob der Volume loss der kleinen U-Bahnquerschnitte auch zur Ermittlung von Setzungsmulden bei großen, in mehreren Teilausbrüchen aufgefahrene Querschnitten verwendet werden kann, wurde die Setzungsmulde mit Hilfe der Gauß-Funktion unter folgenden Randbedingungen ermittelt:

- Der Volume loss  $VL_s$  und der Wendepunkt  $i$  der Teilquerschnitte wurde anhand der Abschnitte 7.2.2.4 und 7.3.2 (jeweils Annahme von Mittelwerten) bestimmt. Daraus ergeben sich die jeweiligen Setzungsmulden der Teilquerschnitte.
- Die Symmetrieachse der Setzungsmulde der Teilausbrüche liegt im Schwerpunkt des Teilausbruchs
- Bei der empirischen Berechnung der Setzungsmulde wurden die übereinander liegenden Kalotten- und Strossenvortriebe jeweils zusammengefasst.
- Die gesuchte Gesamtsetzungsmulde des Tunnels ergibt sich durch Superposition der Setzungsmulden der einzelnen Teilausbrüche. Es gilt:

$$s(x) = \sum_{j=1}^n s_j(x) \tag{Gl. 7.3}$$

mit:

$s_j(x)$  Setzung des Teilausbruchs  $j$  im Abstand  $x$  zur Tunnelachse in [m]

$s(x)$  Setzung der Gesamtsetzungsmulde im Abstand  $x$  zur Tunnelachse in [m]

$n$  Anzahl der Teilausbrüche

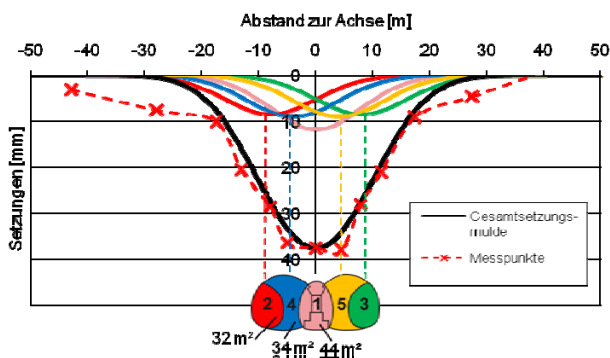
In nachfolgender Tabelle sind die Eingangsgrößen zur Bestimmung der Setzungsmulde mit dem empirischen Prognoseverfahren zusammengestellt:

Querschnitt	Querschnitts- / Bodenparameter		empirische Eingangsgrößen	
	$z_0$ [m]	$d_{T/U}$ [m]	$i_{ges}$ [m]	$VL_s$ [%]
Bahnhof Theresienwiese U5/9 Los 5 MQ 5	13,9	0,3	8,0	0,53
Streckentunnel U5/9 Los 14.2 MQ 2 OSM3	16,0	5,3	10,4	0,34
Bahnhof Lehel U5/9 Los 7 MQ 4	21,0	6,0	13,5	0,36
Bahnhof Garching U6 Nord Los 6 MQ-8	16,0	5,3	10,4	0,34

Tab. 7.8: Eingangswerte zur Berechnung der Setzungsmulde mit dem empirischen Prognoseverfahren

Beispielhaft für die Berechnungen mit dem empirischen Prognoseverfahren sind die Teilsetzungsmulden für den Querschnitt Bahnhof Theresienwiese und Bahnhof Garching zusammen mit den Messwerten in nachfolgender Abb. 7.20 dargestellt.

**Bahnhof Theresienwiese U5/9 Los 5 MQ 5**



**Bahnhof Garching U6 Nord Los 6 MQ-8**

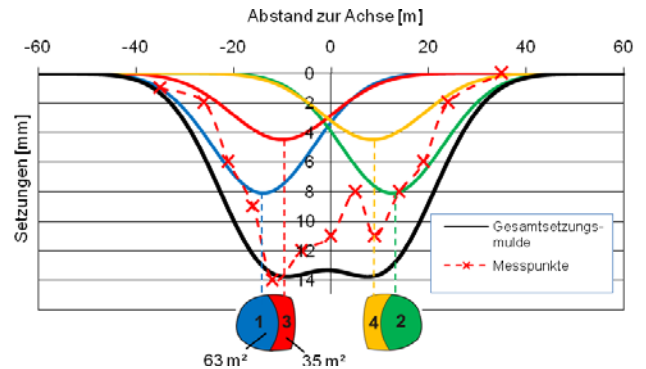


Abb. 7.20: Setzungsmulden gemäß dem empirischen Prognoseverfahren und Messwerte im Vergleich

Weiterhin wurde mit FE-Berechnungen die jeweilige Setzungsmulde durch Variation des  $\beta$ -Werts

dergestalt ermittelt, dass sie sich bestmöglich an die Messwerte anpasst. Die Ergebnisse der durchgeführten Berechnungen werden in Abschnitt 8.1.7 ausführlich beschrieben.

In der nachfolgenden Abb. 7.21 sind die Ergebnisse der Messungen, der empirisch ermittelten Setzungsmulden sowie der FE-Berechnungen dargestellt.

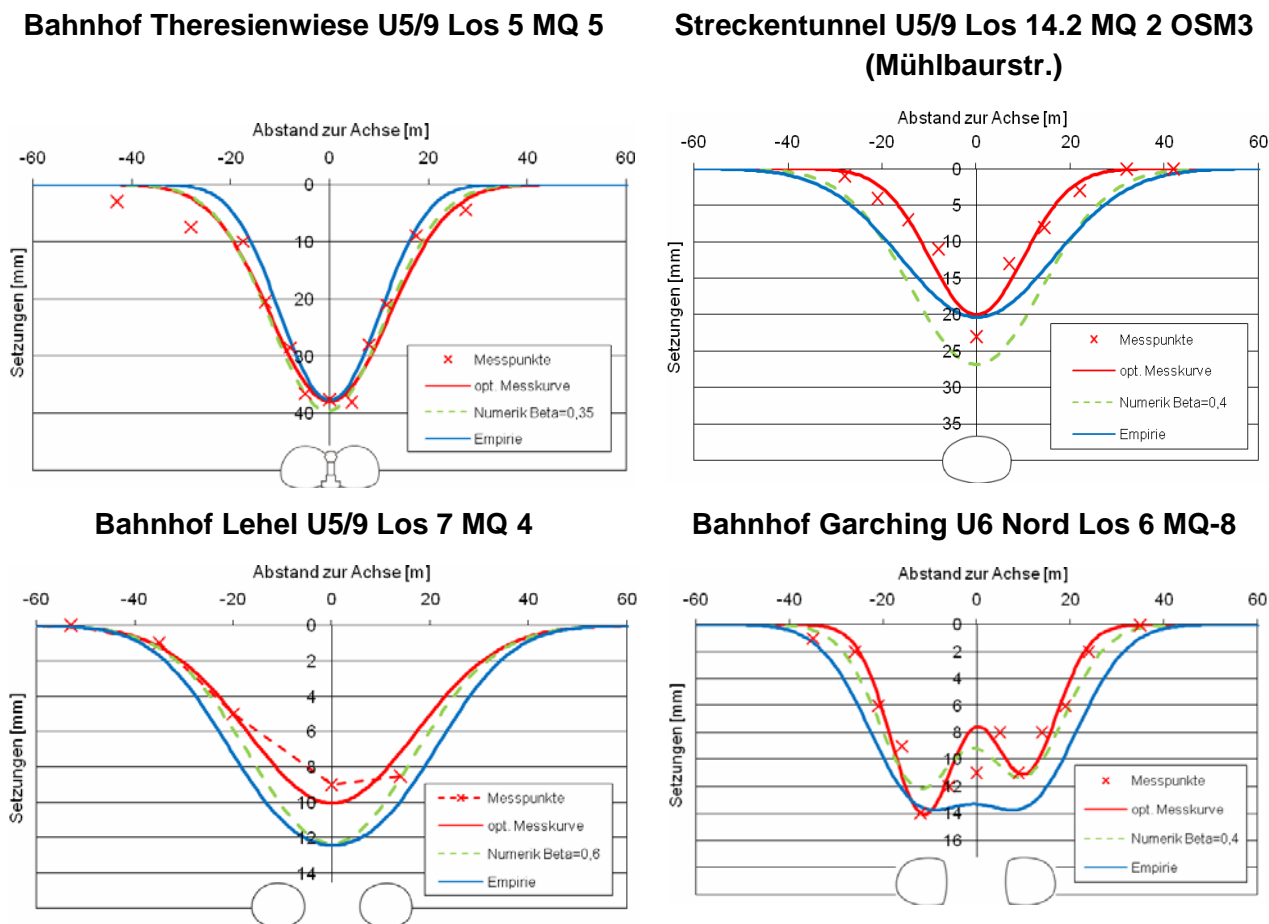


Abb. 7.21: Gemessene und berechnete Setzungsmulden der untersuchten Großquerschnitte

Hinsichtlich der Ermittlung des Volume loss für in Teilausbrüchen aufgefahrne Großquerschnitte lassen sich demnach folgende Aussagen treffen:

- Mit Ausnahme des Streckentunnels Mühlbaaurstr. stimmen die empirisch ermittelten Setzungsmulden sehr gut mit den gemessenen sowie durch FE-Berechnungen ermittelten Setzungsmulden überein (maximale Differenz ca. 2 mm). Weiterhin sind die bei den FE-Berechnungen ermittelten Volume loss-Werte für die Teilausbrüche mit wenigen erkläraren Ausnahmen (siehe unten) weitgehend konstant. Dies ist erforderlich, um das empirische Prognoseverfahren anwenden zu können.
- Beim Streckentunnel Mühlbaaurstr. ist der in der Symmetrieachse befindliche Setzungsmesswert vergleichsweise groß, wodurch sich - wie auch bei der FE-Berechnung - eine vergleichsweise hohe Krümmung und Tangentensteigung in Querschnittsmitte ergibt. Die empirisch berechnete Setzungsmulde ist dagegen deutlich flacher. Dies erklärt sich, wenn man die Situation nach dem Auffahren der Ulmenstollen betrachtet. (s. Abb. 7.22). Das Pfeilverhältnis beträgt ca.  $A/D = 0,25$  (bezogen auf die Breite des Ulmenstollens) und ist damit geringer, als der Grenzwert  $A/D =$

0,3, unterhalb dessen eine gegenseitige Beeinflussung der Tunnelröhren in jedem Fall gegeben ist (s. Abschnitt 7.2.2.3). Durch das geringere Pfeilverhältnis wird der verbleibende Bodenpfeiler über die Gewölbewirkung belastet und so treten im Bodenpfeiler größere Setzungen auf. Dies kann durch das empirische Prognoseverfahren nicht dargestellt werden, da, wie in Abschnitt 7.2.2.3 ausführlich erläutert, eine gegenseitige Beeinflussung der Setzungsmulde bewusst ausgeschlossen wurde. Ist das Pfeilverhältnis  $A/D$  zu gering, sind gesonderte Berechnungen erforderlich. Somit bestätigt dieses Ergebnis die Angaben in Abschnitt 7.2.2.3.

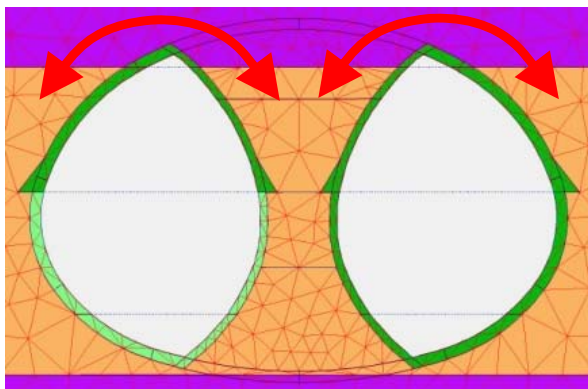


Abb. 7.22: Streckentunnel Mühlbaustr.: Situation nach dem Auffahren der Ulmenstollen

Als Fazit lässt sich zusammenfassen, dass die Gesamtsetzungsmulde eines in mehreren Teilausbrüchen aufgefahrenen Querschnitts durch Superposition der Einzelsetzungsmulden der Teilausbrüche mit dem empirischen Prognoseverfahren unter Verwendung von  $V_{L_s}$  und  $i$  für die Teilausbrüche ermittelt werden kann. Dies gilt allerdings nicht, wenn sich die Teilquerschnitte beim Vortrieb gegenseitig beeinflussen, also z.B. wenn der zwischen den Vortrieben verbleibende Bodenpfeiler zu klein wird (z.B.  $A/D < 0,3$ , gem. Abschnitt 7.2.2.3).

Ob es im Sinne geringer Setzungen günstiger ist, weniger große oder mehrere kleine Teilquerschnitte aufzufahren, ließ sich anhand der durchgeführten Untersuchungen nicht feststellen. Dem Argument, dass sich mit kleinerer Ortsbrustfläche die Standsicherheit des geöffneten Bereichs erhöht, steht entgegen, dass das mehrmalige kleinflächige Öffnen der Ortsbrust zu vermehrten Lastumlagerungen führt. Da im Rahmen der hier durchgeführten Untersuchungen keine eindeutigen Abhängigkeiten festgestellt werden konnten, wird angenommen, dass sich beide Einflüsse in dem hier untersuchten Rahmen mehr oder weniger gegenseitig aufheben.

### 7.2.3 Übertragung der Ergebnisse auf Spritzbetonvortriebe unter anderen Randbedingungen

#### 7.2.3.1 Allgemeines

Da die Vortriebe in München in allen für Spritzbeton relevanten Lockergesteinen zu liegen kommen (Kiese, Sande, Tone und Schluffe) und die in München verwendeten Vortriebsweisen ohne Schirmgewölbesicherungen mit geringen Abweichungen gebräuchlich sind, lassen sich die Ergebnisse zum Volume loss prinzipiell sehr gut auf andere Regionen übertragen. Zur Anpassung im Detail ist der Einfluss folgender Parameter auf die Bestimmung des Volume loss zu berücksichtigen, auf die nachfolgend eingegangen wird:

- Einfluss der Bodensteifigkeit
- Einfluss der Scherfestigkeit bzw. der Ortsbruststandsicherheit
- Zeitliche Einflüsse

**7.2.3.2 Einfluss der Bodensteifigkeit auf den Volume loss**

Zum Einfluss der Bodensteifigkeit auf den Volume loss wurden Finite-Element-Vergleichsberechnungen am Zentrum Geotechnik der TU München durchgeführt (Lachmann, 2008; Geyer et al., 2008). Die 2D-FE-Berechnungen erfolgten unter Verwendung des  $\beta$ -Verfahrens an verschiedenen Querschnitten. Zunächst wurde der  $\beta$ -Wert durch Rückrechnung ermittelt und anschließend der Steifemodul  $E_{100,ref}$  variiert. Details zu den erfolgten FE-Berechnungen enthält Abschnitt 8.1.7. Nach den Berechnungen verhält sich innerhalb des relevanten Steifigkeitsbereichs der Volume loss in guter Näherung direkt proportional zum Verhältnis der Bodensteifigkeiten  $E_{100,ref}$  München /  $E_{100,ref}$  vorh. (s. Abb. 7.23).

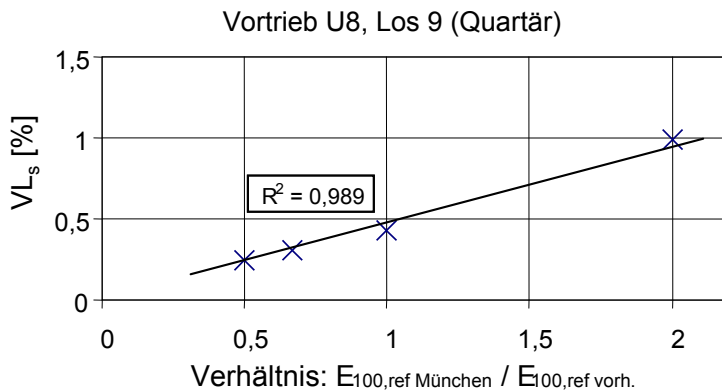


Abb. 7.23: Einfluss der Bodensteifigkeit auf den Volume loss

Geht man näherungsweise davon aus, dass bei einer Referenzspannung von 100 kN/m<sup>2</sup> die Steifigkeit  $E_{100,ref}$  in den Münchner quartären Kiesen etwa 120 MN/m<sup>2</sup> und in den tertiären Böden etwa 100 MN/m<sup>2</sup> beträgt (für Setzungen auf der sicheren Seite liegende, obere Mittelwerte) und dass die Spritzbetonvortriebe im Lockergestein in einem Steifigkeitsbereich des Gebirges von etwa 50 bis 200 MN/m<sup>2</sup> relevant sind, kann somit ergänzend die Bodensteifigkeit bei der Bestimmung des Volume loss über das Steifigkeitsverhältnis berücksichtigt werden (s.Tab. 7.9).

	Spritzbetonvortrieb atmosphärisch in Quartär (G)	Spritzbetonvortrieb atmosphärisch im Tertiär (S, U, T)	Druckluftvortrieb im Tertiär (S, U, T)
$VL_{s,50\%} =$	$(0,037 \cdot z_0 - 0,10) \cdot \frac{120}{E_{100,ref}}$	$(0,016 \cdot z_0 + 0,31) \cdot \frac{100}{E_{100,ref}}$	$(0,005 \cdot z_0 + 0,26) \cdot \frac{100}{E_{100,ref}}$
$VL_{s,90\%} =$	$0,037 \cdot z_0 \cdot \frac{120}{E_{100,ref}}$	$(0,016 \cdot z_0 + 0,47) \cdot \frac{100}{E_{100,ref}}$	$(0,005 \cdot z_0 + 0,43) \cdot \frac{100}{E_{100,ref}}$
$VL_{s,99\%} =$	$(0,037 \cdot z_0 + 0,09) \cdot \frac{120}{E_{100,ref}}$	$(0,016 \cdot z_0 + 0,61) \cdot \frac{100}{E_{100,ref}}$	$(0,005 \cdot z_0 + 0,57) \cdot \frac{100}{E_{100,ref}}$

$E_{100,ref}$  : Steifemodul des relevanten Baugrunds bei einer Referenzspannung von 100 kN/m<sup>2</sup> [MN/m<sup>2</sup>]

Tab. 7.9:  $VL_s$  in Abhängigkeit von  $z_0$ , der Vortriebsweise, der Bodensteifigkeit und des Vertrauensbereichs

Für  $E_{100,ref}$  ist die Steifigkeit des Bodens im Firstbereich und unmittelbar darüber anzusetzen, da hier die maßgeblichen Verformungen entstehen (s. auch Abschnitt 8.4.4.1). Sofern im Firstbereich



ein Schichtwechsel auftritt, ist ein mittlerer Wert zu berücksichtigen.

Zur Überprüfung dieses Ergebnisses wurden im Zuge einer Literaturrecherche die Quersetzungsmulden verschiedener Spritzbetonvortriebe hinsichtlich des Volume loss ausgewertet (Hornung, 2009). Die Querschnitte sind in Tab. 7.10 wiedergegeben. Die Schwierigkeit bestand zunächst darin, geeignete Querschnitte zu finden, da häufig keine Detailangaben vorliegen. Insgesamt konnten 24 Spritzbetonquerschnitte (davon 5 Parallelvortriebe) ausgewertet werden, wobei zwischen Vortrieben in nichtbindigem und bindigem Baugrund unterschieden wurde. Die Auswertung erfolgte wieder in der in Abschnitt 6.1 beschriebenen Vorgehensweise (Verwendung der Gauß-Funktion, Bestimmung von  $VL_s$  und  $i$  durch mathematische Optimierung nach dem Prinzip der kleinsten Fehlerquadrate). Bei einigen Vortrieben lagen keine Detailangaben zum Steifemodul des Baugrunds vor. Für diese Fälle wurde Sekundärliteratur berücksichtigt und es erfolgte anhand der vorhandenen Angaben zum Baugrund (Klassifizierung, Konsistenz bzw. Lagerungsdichte) ein Abgleich mit Erfahrungswerten nach v. Soos, 2001 sowie eigenen Erfahrungen.

ID-Nr.	Vortrieb	Aufgefahrenes Gebirge	Literatur	$E_s$ [MN/m <sup>2</sup> ]	$z_0$ [m]	ca. $A_t$ [m <sup>2</sup> ]	$VL_s$ [%]
<b>Bindiges Gebirge</b>							
0	Landsberg am Lech	Tert. Ton hf - f	Schikora u. Ostermeier, 1991	120	30,2	245	0,93
2	Landsberg am Lech	Tert. Ton hf - f	Schikora u. Ostermeier, 1991	120	30,2	245	0,60
6	Bochum, Bahndamm	Tert. Ton hf - f	aus Trauner, 2006	80 - 120 (100)	16,5	68	0,76
10a	Dresden Stadumfahrung HMQ-2/190	Bindig hf - f	Lechler, u. Kuhnhenh, 2001	80 - 120 (100)	15,8	142	0,79
10b	Dresden Stadumfahrung HMQ-2/190	Bindig hf - f	Lechler, u. Kuhnhenh, 2001	80 - 120 (100)	15,8	142	0,56
13	Stuttgart Steinhaldenfeld	Lettenkeuper, entf. hf - f	Möller et al., 2004	100	16,3	63	0,53
18a	Frankfurt/Main U-Bahn	Tert. Tone w - <u>st</u>	Schultz, 1975; Edeling u. Schulz, 1972	50	18,7	36	1,77
18b	Frankfurt/Main U-Bahn	Tert. Tone w - <u>st</u>	Schultz, 1975; Edeling u. Schulz, 1972	50	18,7	36	1,77
22	Frankfurt U-Bahn	Tert. Tone w - <u>st</u>	Müller-Salzburg et al., 1977; Edeling u. Schulz, 1972	50	13,4	35	0,7
23a	Frankfurt U-Bahn	Tert. Ton w - <u>st</u>	Edeling u. Schulz, 1972	50	14,8	35	1,59
23b	Frankfurt U-Bahn	Tert. Ton w - <u>st</u>	Edeling u. Schulz, 1972	50	14,8	35	1,52
25	London Heathrow Schientunnel	T st - hf	Clayton et al. 2006; Hight et al., 2007	100	17,4	64	0,50
26	London Heathrow Eingangst.	T st - hf	Clayton et al. 2006; Hight et al., 2007	100	16,9	50	0,66

ID-Nr.	Vortrieb	Aufgefah- renes Gebirge	Literatur	$E_s$ [MN/m <sup>2</sup> ]	$z_0$ [m]	ca. $A_t$ [m <sup>2</sup> ]	$VL_s$ [%]
<b>Bindiges Gebirge</b>							
27a	London Heathrow Schienent.	T st - hf	Clayton et al. 2006; Hight et al., 2007	100	17,4	64	0,41
27b	London Heathrow Schienent.	T st - hf	Clayton et al. 2006; Hight et al., 2007	100	17,4	64	0,53
<b>Nichtbindiges Gebirge</b>							
4a	Nürnberg U-Bahn MQ-Nassauerstr.	Keupersst S - Sst, mürbe / d	Gartung, 1983	80 - 160 (150)	6,7	64	0,16
4b	Nürnberg U-Bahn MQ-Nassauerstr.	Keupersst, S – Sst, mürbe / d	Gartung, 1983	80 - 160 (150)	6,7	64	0,28
7	Osterode	G,u / G,s d	Duddeck et al., 1981	230	15,0	93	0,23
29	Nürnberg U-Bahn MQ-A	Blasensst., S – Sst mürbe / d	Bauernfeind, 1983; Gartung, 1983	80 - 160 (150)	6,1	30	0,23
8	Nürnberg U-Bahn MQ-C	Blasensst, S – Sst, mürbe / d	Bauernfeind, 1983; Gartung, 1983	80 - 160 (150)	6,9	59	0,19
9	Nürnberg U-Bahn MQ-D	Blasensst, S – Sst, mürbe / d	Bauernfeind, 1983; Gartung, 1983	80 - 160 (150)	7,4	95	0,24
14	Dingolfing Rohrsch. MQ 1	G,s/Fs/U,s l - md	Schikora u. Ostermeier, 1992	50	10,0	67	0,65
15	Dingolfing Pfändv. MQ 4	G,s/Fs/U,s l - md	Schikora u. Ostermeier, 1992	50	9,7	67	0,69
16	Beijing Subway	S,u / G l - md	Yang u. Wang, 2003; allg. Internet-Info zu Peking	60 - 80 (70)	11,0	41	0,92

Tab. 7.10: Ausgewertete Spritzbetonvortriebe außerhalb Münchens

Bei den Vortrieben in Nürnberg und Steinhaldenfeld bei Stuttgart wurde gemäß Literaturangaben der Baugrund zunächst den Festgesteinen zugeordnet. Allerdings sind die angegebenen Steifemoduln vergleichsweise gering und es wurde angegeben, dass es sich um ein mürbes, entfestigtes Gebirge handelt. Aus diesem Grund wurden die Vortriebe hier mit berücksichtigt. Beim Querschnitt MQ 1 in Dingolfing kam ein Rohrschirm zum Einsatz. Da allerdings zum Pfändvortrieb beim gleichen Vortrieb kein entscheidender Unterschied festgestellt wurde, wurde auch dieser Vortrieb in die Auswertungen mit einbezogen. Zur Thematik Rohrschirm siehe auch Abschnitt 9.

Nachfolgend wird der Volume loss der in Tab. 7.10 angegebenen Vortriebe mit dem aus dem Prognoseverfahren nach Tab. 7.8 verglichen. Hierzu muss die unterschiedliche Baugrundsteifigkeit berücksichtigt werden. Es wurde der Volume loss nach Tab. 7.10 mit dem Verhältnis  $E_{100,ref} / 100$  für bindigen Baugrund bzw.  $E_{100,ref} / 120$  im nichtbindigen Baugrund multipliziert. In Abb. 7.24 und

Abb. 7.25 ist der so ermittelte Volume loss zusammen mit denen des Münchner Baugrunds für bindige und nichtbindige Böden dargestellt. Dabei wurde davon ausgegangen, dass im Münchner Tertiär, wie bei den ausgewerteten Vortrieben der Fall, das feinkörnige Tertiär deutlich überwiegt und so die Tertiärvortriebe den bindigen Vortrieben zugeordnet werden können.

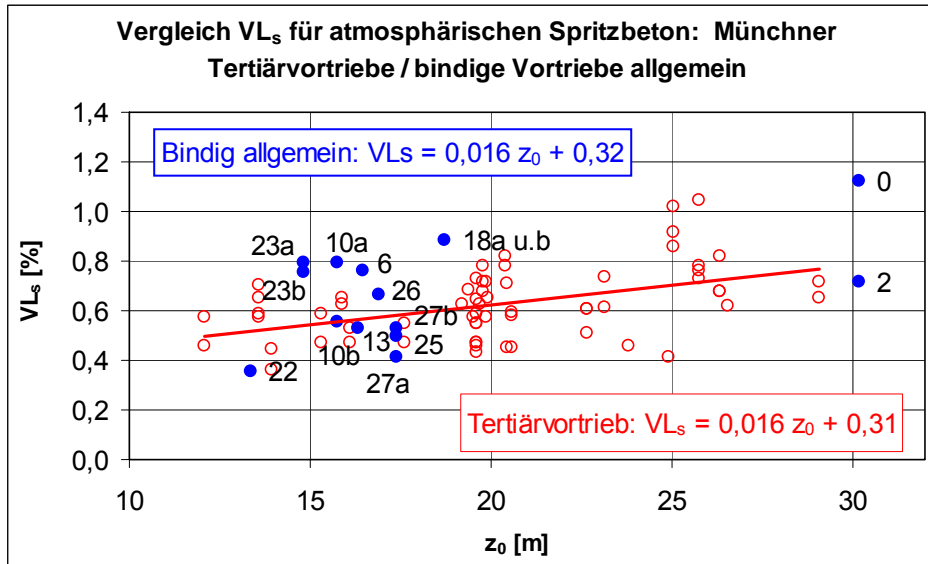


Abb. 7.24: Vergleich Tertiärvortrieb / Vortrieb in bindigem Baugrund

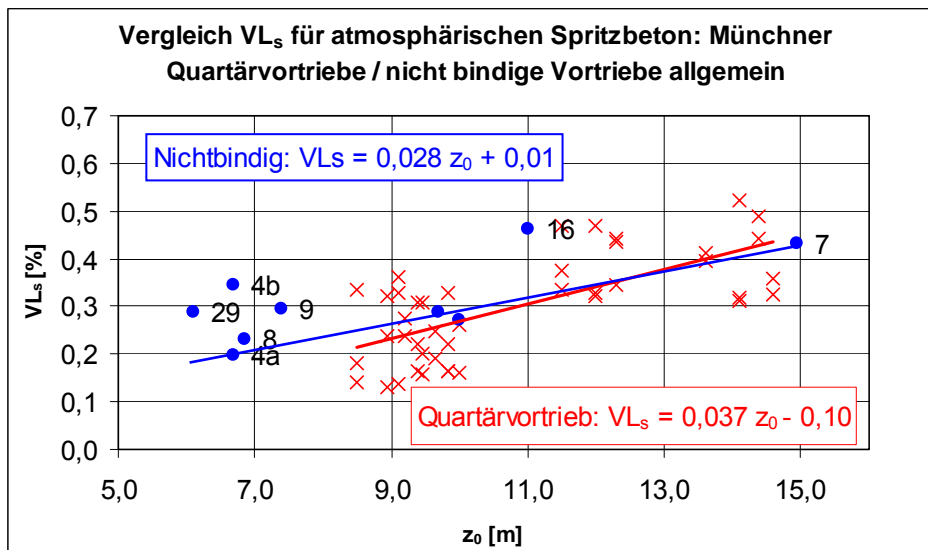


Abb. 7.25: Vergleich Quartärvortrieb / Vortrieb in nichtbindigem Baugrund

Die ausgewerteten Vortriebe im bindigen Baugrund fügen sich sehr gut in die Auswertungen der Münchner Tertiärvortriebe ein. Augenscheinlich besitzen sie eine ähnliche Streubreite um die Regressionsgerade für die Münchner Vortriebe. Die Regressionsgeraden mit und ohne die zusätzlichen Auswertungen sind annähernd deckungsgleich.

Auch beim Vergleich der nichtbindigen Vortriebe ist eine gute Übereinstimmung vorhanden, wenngleich die Regressionsgerade bei geringem  $z_0$  durch die zusätzlichen Messwerte etwas flacher ausfällt. Um dies quantifizieren zu können, wurde in Tab. 7.11 die Differenz des Volume loss  $\Delta VL_s$  beider Regressionsgeraden ermittelt. Sie ist im untersuchten Bereich zwischen  $z_0 = 8$

und 16 mit maximal  $\Delta VL_s < 0,04$  % sehr gering.

$z_0$ [m]	8	10	12	14	16
$\Delta VL_s$ [%]	-0,038	-0,020	-0,002	0,016	0,034

Tab. 7.11 Differenz der Regressionsgeraden mit und ohne Spritzbetonvortriebe außerhalb Münchens

Allerdings ist festzustellen, dass der mittlere Volume loss bei geringem  $z_0$  insgesamt bereits sehr niedrig ist, beispielsweise  $VL_{s,50} < 0,2$  für  $z_0 < 8$ . Bei geringer Überdeckung wächst das Risiko, dass infolge Abweichungen gegenüber den prognostizierten Verhältnissen (Bauwerke, Baugrund, ...) die Gewölbewirkung im Baugrund zumindest gestört ist und damit die Formeln zur Bestimmung des Volume loss nicht mehr anwendbar sind. Es wird daher für den allgemeinen Fall die Ermittlung des Volume loss nach den Gleichungen von Tab. 7.9 auf einen Mindestwert begrenzt. Als untere Grenze wird für Spritzbetonvortriebe ein Überdeckungsverhältnis  $h/D = 0,5$  (s. Abb. 7.26) vorgeschlagen. Dies entspricht beispielsweise bei einem Tunneldurchmesser  $D = 8$  m einer Tunneltiefe  $z_0$  bis zur Tunnelachse von ebenfalls 8 m.

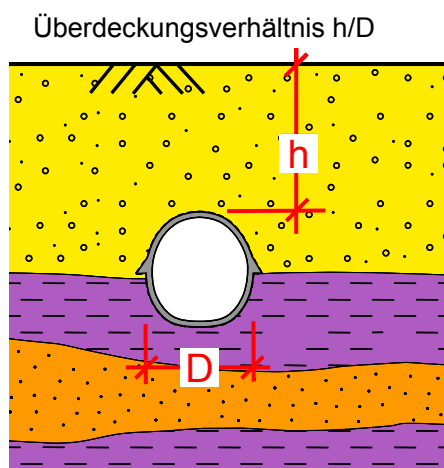


Abb. 7.26: Definition des Überdeckungsverhältnisses

Insgesamt gesehen wird mit den vorliegenden Vergleichen bestätigt, dass die Gleichungen zur Bestimmung des Volume loss im Quartär bzw. Tertiär gemäß Tab. 7.9 für Vortriebe im bindigen bzw. nichtbindigen Baugrund verallgemeinert werden können, wenn die unterschiedlichen Baugrundsteifigkeiten berücksichtigt werden.

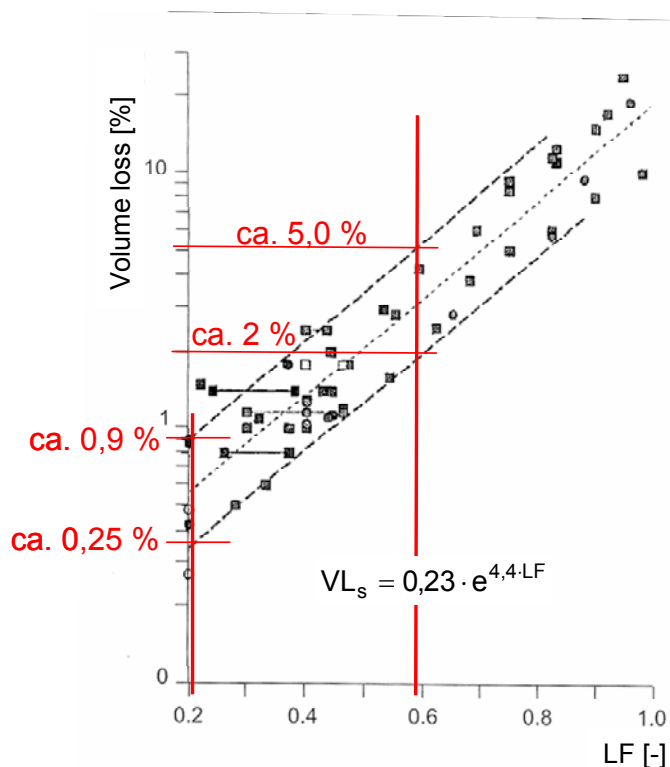
### 7.2.3.3 Einfluss der Scherfestigkeit auf den Volume loss

Es ist anschaulich plausibel und aus der Praxis bekannt, dass sich mit abnehmender Ortsbruststandsicherheit bzw. Scherfestigkeit die Verformungen an der Ortsbrust und damit der Volume loss bzw. die Setzungen an der Geländeoberfläche erhöhen. Diese Wechselwirkung wurde bereits von verschiedenen Autoren festgestellt, (siehe Abschnitt 7.2.1) und es wurden für bindige Böden unter der Annahme undrainerter Verhältnisse Angaben zur Wechselwirkung zwischen Volume loss und Ortsbruststandsicherheit gemacht. Die Ergebnisse wurden von Macklin, 1999 in einem Diagramm zusammengefasst (siehe Abschnitt 7.2.1), das den Volume loss in Abhängigkeit vom Lastfaktor LF beschreibt. LF ist als das Verhältnis zwischen der Stabilitätszahl  $N$  und der kritischen Stabilitätszahl  $N_c$  definiert (siehe Gl. 7.1 und Abb. 7.2) und entspricht anschaulich dem Reziprokwert der Ortsbruststandsicherheit  $1 / \eta$ .

$$N = \frac{\sigma_v - \sigma_t}{c_u}$$

Gl. 7.1

Zur Veranschaulichung und Überprüfung der Ergebnisse von Macklin wird nachfolgend beispielhaft anhand von 2 Vortriebssituationen (kreisrunde Spritzbetonvortriebe im Tertiär bei unterschiedlicher Überdeckungshöhe) der Volume loss nach Macklin berechnet und mit den Ergebnissen des empirischen Prognoseverfahrens nach Fillibeck verglichen. Über die Annahme unterschiedlicher Firstüberdeckungen (1,5 · D und 4 · D) ergeben sich verschiedene Lastfaktoren LF. In Abb. 7.27 sind die Berechnungsannahmen sowie die Ergebnisse zusammengestellt. Sie werden verglichen mit dem Volume loss gemäß Tab. 7.9.



Berechnungsannahmen für den Münchner Tertiärvortrieb:

Tunneldurchmesser D = 7 m

Abschlagslänge: 1 m

$c_u = 150 \text{ kN/m}^2$  (Mittlerer Wert)

$\gamma = 21,5 \text{ kN/m}^2$

Gewählte Firstüberdeckung h	10,5 (1,5 · D)	28 (4 · D)
$N_c$ (s. Abb. 7.2)	~ 7	~ 8,5
N (s. Gl. 7.1)	1,5	5,0
LF	0,21	0,59
$VL_s$ (n. Abb. 7.27)	0,25 - 0,9	2 - 5
$VL_{s,(MW)}$ (Abb. 7.27)	0,58	3,1

$VL_s$  nach d. empirischen Prognoseverfahren (s. Tab. 7.9):

Gewählte Firstüberdeckung h	10,5 (1,5 · D)	28 (4 · D)
$VL_{s,50\%}$	0,5	0,8
$VL_{s,1\%}$ bis $VL_{s,99\%}$	0,3 - 0,8	0,5 - 1,1

Abb. 7.27:  $VL_s$  für den Münchner Spritzbetonvortrieb im Tertiär nach Macklin, 1999

Für geringe Lastfaktoren (hohe Ortsbruststandsicherheit) ergibt sich eine sehr gute Übereinstimmung zwischen dem Verfahren nach Macklin und dem empirischen Prognoseverfahren nach Fillibeck zur Bestimmung des Volume loss, nicht allerdings für größere Lastfaktoren LF. Bei hohem LF ist der Volume loss nach Macklin sowie dessen Schwankungsbreite unrealistisch groß. Das Beispiel zeigt weiterhin, dass nach Macklin die Firstüberdeckung (bzw.  $z_0$ ) den Volume loss sehr viel stärker beeinflusst, als sich aus den Messergebnissen der Münchner Vortriebe ergibt.

Insgesamt gesehen kann somit die Abhängigkeit zwischen Lastfaktor und Volume loss nach Macklin anhand der hier vorliegenden Messergebnisse für größere Lastfaktoren nicht bestätigt werden. Dies kann daran liegen, dass die Stabilitätszahl nicht zur Beschreibung der Ortsbruststandsicherheit geeignet ist oder dass die Baugrundsteifigkeit bei dem Vorschlag von Macklin nur indirekt über den  $c_u$ -Wert eingeht. Ferner gilt der Vorschlag von Macklin nur für bindige Böden und undränierete Verhältnisse. Insgesamt ist somit festzuhalten, dass es noch weiterer Untersuchungen bedarf, um den Einfluss der Ortsbruststandsicherheit auf den Volume loss

bestimmen zu können.

Vorab der derzeit durchgeführten Untersuchungen am Zentrum Geotechnik wird im Rahmen dieser Arbeit eine auf der sicheren Seite liegende Abgrenzung vorgenommen. Für die Münchner Vortriebe errechnet sich nach Vermeer et al., 2002 unter der vereinfachenden Annahme dräniertes Bedingungen und bei Ansatz von mindestens  $5 \text{ kN/m}^2$  Kapillarkohäsion in den Kiesen bzw. Sanden für die oben beschriebenen Vortriebsweisen im Kies die Ortsbruststandsicherheit etwa mit  $\eta = 1,0$  bis  $1,1$  und in den tertiären Böden je nach Anteil an Sanden bzw. Tonen / Schluffen die Ortsbruststandsicherheit etwa mit  $\eta = 1,1$  (nur Sand) bis maximal  $1,9$  (nur Ton mit hoher Kohäsion, trat bei den untersuchten Querschnitten allerdings nicht auf). Wäre die Ortsbruststandsicherheit eines zu untersuchenden Vortriebs geringer als die der Münchner Vortriebe, könnte die Ermittlung des Volume loss gemäß den Gleichungen in Tab. 7.9 zu unsicheren Eingangsgrößen für Setzungsmulden, d.h. zu zu kleinen Setzungsmulden führen. Dies wird zumindest im gering kohäsiven Baugrund jedoch in aller Regel nicht der Fall sein, da bei noch geringerer Ortsbruststandsicherheit die akute Gefahr besteht, dass die Ortsbrust versagt.

### 7.2.3.4 Zeitliche Einflüsse auf den Volume loss

Aus der Praxis ist bekannt, dass sich mit der Zeit die Verformungen an der Ortsbrust und damit auch an der Geländeoberfläche erhöhen. Gründe können zeitabhängige plastische Kriechverformungen, aber auch der Einfluss des Grundwassers sein. Im ungünstigsten Zustand reduziert sich die Standsicherheit mit der Zeit derart, dass die Ortsbrust versagt. Auch hierzu werden am Zentrum Geotechnik der TU München derzeit Untersuchungen durchgeführt, die noch nicht abgeschlossen sind (s. Abschnitt 8.4.5). Um erste allgemeine Aussagen über zeitliche Einflüsse auf den Volume loss machen zu können, wird sehr grob vereinfachend die freie Standzeit der Ortsbrust betrachtet. Bei den Münchner Vortrieben ist die Ortsbrust im Quartär bei Vorliegen von Rollkieslagen schon während des Abschlags und im Tertiär unmittelbar nach dem Abschlag zu sichern, um Nachbrüche zu vermeiden (Ausbruchsklasse E bis D nach Lauffer). Nur wenn die freie Standzeit des zu untersuchenden Querschnitts geringer wäre, könnte die Ermittlung des Volume loss gemäß den Gleichungen in Tab. 7.9 zu unsicheren Eingangsgrößen für die Setzungsmulde, d.h. zu zu kleinen Setzungsmulden führen. Dies wird in aller Regel jedoch nicht der Fall sein, da bei noch geringerer Standzeit kein sicherer Spritzbetonvortrieb mehr möglich ist.

Wie die vorangegangenen Ausführungen zeigen, sind bei den dargestellten Münchner Vortrieben die Standsicherheit und die freie Standzeit der Ortsbrust vergleichsweise gering, was allerdings durchaus im Sinne eines wirtschaftlichen, aber noch sicheren Spritzbetonvortriebs ist. Die Vortriebsweisen wurden im Zuge langjähriger Erfahrungen beim Münchner U-Bahn-Bau optimiert und haben sich als geeignet herausgestellt. Es liegen also bereits relativ ungünstige Randbedingungen und eine hohe Ausnutzung der Gebirgsfestigkeit vor. Somit werden die beiden Einflussparameter Ortsbruststandsicherheit und freie Standzeit in den weit überwiegenden Fällen auf der sicheren Seite liegend vernachlässigt werden können. Auch die ausgewerteten Spritzbetonvortriebe außerhalb Münchens weisen nicht darauf hin, dass die Ortsbruststandsicherheit bzw. die freie Standzeit der Ortsbrust den Volume loss in besonders großem Maße beeinflussen.

### 7.2.4 Volume loss beim Schildvortrieb

Zur Ermittlung des Volume loss beim Schildvortrieb wurden ausschließlich Vortriebe mit druckhafter

Ortsbruststützung (Hydro-, Erddruck- und Druckluftschildvortriebe) berücksichtigt, da nur diese in setzungsrelevanten Bereichen im Lockergestein maßgeblich sind.

Insgesamt wurden über 100 Messquerschnitte von aktuellen Baumaßnahmen im Lockergestein ausgewertet (Lachmann, 2008), wobei jedoch infolge fehlender Daten oder anderer Besonderheiten nicht alle Messquerschnitte berücksichtigt werden konnten. Vortriebe vor 1994 wurden nicht ausgewertet, da sich in den letzten Jahren die Maschinenteknik wesentlich verbessert hat und damit - wie nachfolgend noch erläutert wird - auch geringere Setzungen zu erwarten sind.

In nachfolgender Tabelle sind die Projekte der untersuchten Vortriebsquerschnitte sowie deren Randbedingungen zusammengestellt. Eine ausführliche Beschreibung enthält Lachmann, 2008.

Projekt	Messquerschnitte	Bauzeit bzw. Messzeit	Geologie	D [m]	z <sub>0</sub> [m]
<b><u>Erddruckschildvortriebe</u></b>					
Katzenbergtunnel	1 - 3	2006	Entfestigter Fels (Tonstein / Ton)	10,6	28,3
Metro Madrid	I - V	2000 - 2003	Tone, Sande	9,4	11,0 – 19,9
Metro Vancouver	1	2007	Sande, kiesige Tone und Schluffe (Moräne)	6,0	26,8
<b><u>Hydroschildvortriebe</u></b>					
City-Tunnel Leipzig	1.1 - 1.9	2007-2008	Kiese, Sande, Schluffe	9,0	12,5 - 16
Docklands Light Railway, Lewisham Extension	1 - 8	1999	Kiese, Sande, Tone	5,9	12,5 – 17,5
Eisenbahnachse Brenner, Los H3-4	2 - 49 (27 MQ)	2008	Kiese, Sande	13,0	19,0 – 32,5
Kairo	1 - 8 (5 MQ)	1996	Sande	9,5	16,0
Stadtbahn Köln		2006-2007	Kiese, Sande	8,4	21,0 – 25,0
U-Bahn Düsseldorf	3 MQ	1998-1999	Quartäre Kiese	9,4	13,5 – 14,0
U1 West Los 5, München	2 - 5	1995	Quartäre Kiese	7,3	12,6 – 14,7
U3 Nord Los 2, München	1 - 6	2007-2008	Quartäre Kiese, tertiäre Tone	7,1	10,9 – 16,7
<b><u>Druckluftschildvortriebe</u></b>					
Airside Road Tunnel, Heathrow Airport	1 MQ	2003	Tone	9,2	12,5
U2 Ost Los 1, München	1 - 5 (4 MQ)	1994-1997	Tertiäre Tone, quartäre Kiese	7,0	14,3 – 21,4

Tab. 7.12: Untersuchte Messquerschnitte zur Ermittlung von VL<sub>s</sub> beim Schildvortrieb

Die nachfolgenden Ergebnisse gelten im Lockergestein, jedoch nicht in Böden mit geringerer als weicher Konsistenz und nicht in sehr locker gelagerten oder strukturempfindlichen Böden. Diese Abgrenzung ist erforderlich, da beispielsweise - wie bei einem aktuellen Projekt der Fall - die dynamische Beanspruchung durch die Vortriebsmaschine zu relevanten zusätzlichen Setzungen führen kann, die mit dem hier verwendeten empirischen Verfahren nicht erfasst werden können.

Die Auswertung erfolgte wieder in der in Abschnitt 6.1 beschriebenen Vorgehensweise (Verwendung der Gauß-Funktion, Bestimmung von VL<sub>s</sub> und i durch mathematische Optimierung nach dem Prinzip der kleinsten Fehlerquadrate).

In Abb. 7.28 ist der ermittelte Volume loss in Abhängigkeit vom Verhältnis des Ausbruchquerschnitts zur Tunnelachstiefe  $A_t / z_0$  [m] dargestellt. Wie die Regressionsfunktion (Potenzansatz) zeigt, nimmt der Volume loss mit dem Verhältnis  $A_t / z_0$  ab. Um den Volume loss wieder in Abhängigkeit vom Vertrauensbereich angeben zu können, wurde der untersuchte Bereich in 3 Abschnitte unterteilt, für jeden Abschnitt das Konfidenzintervall ermittelt und dann mit einer Ausgleichsfunktion (Potenzansatz) für den Gesamtbereich angenähert (s. Abb. 7.28). In Tab. 7.13 sind die Gleichungen zu Ermittlung des Volume loss für verschiedene obere Vertrauensbereiche wiedergegeben.

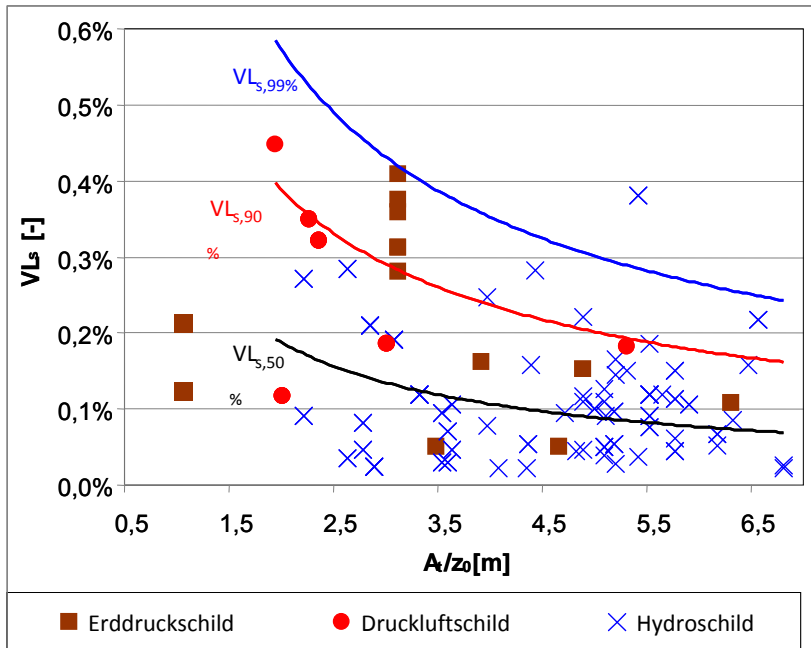


Abb. 7.28 : Volume loss beim Schildvortrieb (für  $h / d > 0,3$ )

Eine erste, für die Praxis ganz entscheidende Information aus den vorliegenden Auswertungen ist, dass bei den hier untersuchten Querschnitten aus der jüngsten Vergangenheit der Volume loss immer unter 0,5 % lag und damit deutlich unter dem Wert  $VL_s = 2,0 \%$ , der in der Literatur häufig für Schildvortriebe angegeben wird. Wie bereits erwähnt, hat sich in der jüngsten Vergangenheit die Maschinenteknik in wichtigen setzungsrelevanten Bereichen wie z.B. der Ringspaltverpressung und der Stützdruckeinstellung wesentlich weiter entwickelt und es wird diesen Aspekten mehr Aufmerksamkeit gewidmet. Daher besitzen aktuelle Vortriebe vergleichsweise kleinere Setzungen und damit geringeren Volume loss.

	Schildvortrieb
$VL_{s,50\%} =$	$0,0033 \cdot \left(\frac{A_t}{z_0}\right)^{-0,82}$
$VL_{s,90\%} =$	$0,0064 \cdot \left(\frac{A_t}{z_0}\right)^{-0,72}$
$VL_{s,99\%} =$	$0,0093 \cdot \left(\frac{A_t}{z_0}\right)^{-0,70}$

Tab. 7.13:  $VL_s$  für verschiedene Vertrauensbereiche ( $A_t / z_0$  in m)

Für die Schildvortriebe wurden noch weitere Abhängigkeiten untersucht, wie z.B. die Abhängigkeit von der Stützweise, dem Stützdruck, den geologischen Verhältnissen oder dem Tunneldurchmes-



ser. Allerdings ließen sich daraus keine eindeutigen Abhängigkeiten ableiten. Dies wird klar, wenn man berücksichtigt, dass der Volume loss beim Schildvortrieb, wie bereits in Abschnitt 3.1 beschrieben, vielfältige Einflussfaktoren hat, und zudem der hier bestimmte Volume loss bereits sehr gering ist, so dass sich kleine projektspezifische Eigenheiten wie auch Messabweichungen relevant auf das Ergebnis auswirken (s. Abschnitt 6.3). Beispielsweise war anhand der setzungsrelevanten Schilddaten wie Anpressdruck, Rotationsgeschwindigkeit und Stützdruck beim Auffahren der Münchner U-Bahn-Strecke U3 Nord, Los 2 zu erkennen, welche Person das Schild bediente (Humanfaktor) und derartige Unterschiede wirken sich auch auf die Setzungen aus. Außerdem nimmt erfahrungsgemäß nach einer sogenannten Lern- oder Eingewöhnungsphase der Volume loss in der Regel ab, während die Vortriebsgeschwindigkeit zunimmt.

Aufgrund der vorgenannten Aspekte besitzt der Volume loss beim Schildvortrieb, wie auch die Ergebnisse zeigen, eine unvermeidbare Schwankungsbreite. Es wird daher vorgeschlagen, dass für Berechnungen oder aber auch für Vorgaben von Schildvortrieben im Zuge der Ausschreibung unabhängig von  $A_t / z_0$  keine Volume loss - Werte angesetzt werden, die kleiner sind als 0,2 %. Dies entspricht etwa bei Ansatz eines 99 %-igen Vertrauensbereichs dem Volume loss bei  $A_t / z_0 = 9$  (s. Abb. 7.28). Außerdem wird aufgrund der Unwägbarkeiten bei der Gewölbewirkung vorgeschlagen, dass die Formeln zur Ermittlung des Volume loss nicht bei einem Überdeckungsverhältnis  $h / d < 0,3$  verwendet werden (s. Abschnitt 7.2.3.2). Dabei ist gegenüber dem Grenzwert für die Spritzbetonvortriebe berücksichtigt, dass durch den Stützdruck bereits eine vollflächige Stützung der Ortsbrust gegeben ist.

### 7.3 Ermittlung des Wendepunktabstands $i$

#### 7.3.1 Literaturzusammenfassung

Neben dem Volume loss ist der Wendepunktabstand  $i$  der 2. Parameter, der zur Beschreibung der Setzungsmulde mit der Gaußfunktion erforderlich ist. Seit Peck, 1969 wurden verschiedenste Lösungsvorschläge zur Ermittlung des Wendepunktabstands in Abhängigkeit vom Baugrund, dem Tunneldurchmesser und der Tiefe  $z_0$  bis zur Tunnelachse unterbreitet (siehe Tab. 7.14). Diesen Vorschlägen liegen Auswertungen diverser Tunnelvortriebe, Berechnungen und Laborversuche zugrunde:

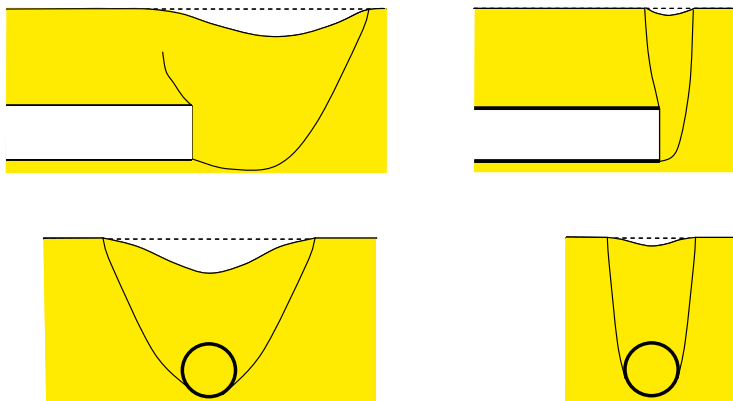
Autor	Wendepunktabstand $i$	Bemerkung
Peck, 1969	$\frac{i}{R} = \left(\frac{z_0}{2 \cdot R}\right)^n, (n = 0,8 \text{ bis } 1)$	Auswertung von Tunnelvortrieben
Attewell und Farmer, 1974	$\frac{i}{R} = \frac{z_0}{2 \cdot R}$	Auswertung von Schildvortrieben in London
Atkinson und Potts, 1977	$i = 0,25 \cdot (z_0 + R)$ für lockeren Sand $i = 0,25 \cdot (1,5 \cdot z_0 + 0,5R)$ für überkons. Tone	Auswertung von Tunnelvortrieben und Modellversuchen
O'Reilly und New, 1982	$i = 0,43 \cdot z_0 + 1,1$ für kohäsive Böden und $3 \text{ m} < z_0 < 34 \text{ m}$	Auswertung von Tunnelvortrieben in England
	$i = 0,28 \cdot z_0 - 0,1$ für nichtkohäsive Böden und $6 \text{ m} < z_0 < 10 \text{ m}$	

Autor	Wendepunktabstand $i$	Bemerkung
Mair, 1981	$\dot{i} = 0,5 \cdot z_0$	Auswertung von Tunnelvortrieben und Zentrifugenversuchen
Leach, 1985	$\dot{i} = (0,45 \cdot z_0 + 0,57) \pm 1,1$	Auswertung von Vortrieben ohne Konsolidierungseffekte
Sagaseta, 1987	$\frac{\dot{i}}{R} = \alpha \cdot \left(\frac{z_0}{2 \cdot R}\right)^n, (n = 1, \alpha = 1,15)$	
Mair und Taylor, 1997	$\dot{i} = K \cdot z_0$ für Tone: $K = 0,4$ bis $0,6$ für Sande und Kiese: $K = 0,25$ bis $0,45$	Auswertung von Tunnelvortrieben und Zentrifugenversuchen

Tab. 7.14: Literaturangaben zur Ermittlung des Wendepunktabstands

Häufig wurden den bereits bekannten Messwerten aus der Literatur noch wenige neue Messwerte hinzugefügt und die Daten insgesamt neu ausgewertet, so dass sich die Datenbasis jeweils nur wenig unterscheidet und die Ergebnisse nicht voneinander unabhängig sind. Auffallend ist, dass Mair und Taylor, 1997 in ihrer zusammenfassenden Übersicht eine sehr einfache Gleichung zur Bestimmung von  $i$  mit der Angabe von Bandbreiten wählen. Der Grund dafür ist, dass die aus Vortrieben ermittelten Wendepunktabstände stark streuen, wodurch eine genauere Ermittlung unrealistisch erscheint.

Weiterhin ist zu berücksichtigen, dass den Vortrieben aus älteren Veröffentlichungen häufig ein sehr großer Volume loss zugrunde liegt. Jedoch ist nach Cording, 1991 der Wendepunktabstand auch von der Größe des Volume loss abhängig, der nahe des Verbruchs stark zunimmt. Die von Cording als Kamin-Effekt bezeichnete Erscheinung besagt, dass nahe des Grenzzustands der Wendepunktabstand immer kleiner wird, wobei im Reibungsboden (Sand, Kies) ein deutlicherer Bruchkörper entsteht als im kohäsiven Ton (s. Abb. 7.29). Dies zeigten unter anderem auch Zentrifugenversuche von Mair, 1979 sowie die Untersuchung von Verbruchkratern.



a) in Tonen

b) in Sanden, Kiesen

Abb. 7.29: Bruchmechanismen der Ortsrust

Für 2-schichtige Baugrundverhältnisse schlagen New und O'Reilly, 1991 folgende Formeln zur Ermittlung des Wendepunktabstands vor.

Für Tunnel im Ton mit Sand darüber:

$$i = 0,43 \cdot z_a + 0,28 \cdot z_b + 1,1$$

Gl. 7.4

Für Tunnel im Sand mit Ton darüber:

$$i = 0,28 \cdot z_a + 0,43 \cdot z_b - 0,1 \quad \text{Gl. 7.5}$$

Mit:

$z_a$ : Tiefe der Tunnelachse unter der Schichtgrenze

$z_b$ : Dicke der ersten Bodenschicht

Hagiwara et al, 1999 (aus Franzius, 2003) untersuchten den Einfluss verschieden steifer Bodenschichten aus Ton über einer weichen Schicht im Zentrifugenmodell. Sie zeigten, dass mit zunehmender Steifigkeit der darüberliegenden Schicht der Wendepunktastand in der Schicht darunter immer größer wird.

Beispielsweise für tiefliegende Fundamente ist es erforderlich, Setzungsmulden unter der Geländeoberfläche zu ermitteln. Mair et al, 1993 analysierten hierzu Messergebnisse aus Tunnelbauprojekten sowie aus Zentrifugenmodellversuchen in weichen bis steifen Tönen. Sie zeigten, dass der Wendepunktastand einer Setzungsmulde in der Tiefe  $z$  unter der Geländeoberfläche mit Hilfe der Konstanten  $K$  wie folgt beschrieben werden kann:

$$i = K \cdot (z_0 - z) \quad \text{Gl. 7.6}$$

Mair et al, 1993 schlagen zur Ermittlung von  $K$  für Tone folgende Formel vor:

$$K = \frac{0,175 + 0,325 \cdot \left(1 - \frac{z}{z_0}\right)}{\left(1 - \frac{z}{z_0}\right)} \quad \text{Gl. 7.7}$$

Bei Tunneln in Sanden wurden von Moh et al, 1996 (aus Mair und Taylor, 1996) vergleichbare Abhängigkeiten für  $K$  festgestellt.

Wie aus Abb. 7.30 zu erkennen, steigt der Wendepunktastand mit zunehmender Tiefe  $z$ , also mit Abnahme des Abstands von der Firste immer stärker an. Bei ausreichendem Abstand von der Firste ist die Änderung des Wendepunktastands dem hingegen gering. Berücksichtigt man, dass der Wendepunktastand streut, kann zur Bestimmung von  $i$  in der Tiefe  $z$  unter GOK bei ausreichender Überdeckung somit vereinfachend  $(z_0 - z) = 1$  angesetzt werden.

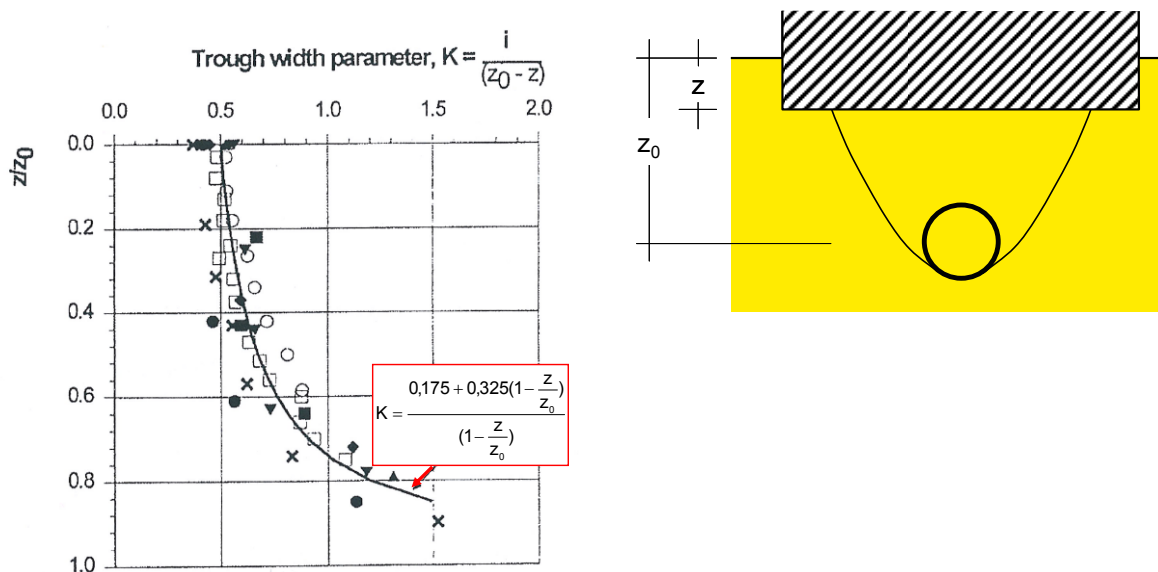


Abb. 7.30: Wendepunktastand  $i$  in der Tiefe  $z$  unter GOK nach Mair und Taylor, 1997

Insgesamt ist hinsichtlich der Ermittlung des Wendepunktastands zusammenzufassen, dass es für verschiedene geologische Randbedingungen bereits mehrere Lösungsansätze gibt, die insgesamt aber auf vergleichsweise wenigen Messergebnissen basieren. Es bedarf daher weiterer systematischer Untersuchungen, um zu prüfen, ob die angegebenen Formeln zur Bestimmung des Wendepunktastands uneingeschränkt geeignet sind.

### 7.3.2 Auswertung von Münchner Spritzbetonvortrieben

Nachfolgend werden zunächst wieder die Untersuchungen der Münchner Spritzbetonvortriebe vorgestellt. Wie im vorherigen Abschnitt beschrieben, ist der Wendepunktastand  $i$  insbesondere von den geologischen Verhältnissen und der Tunneltiefe abhängig. Es werden daher die quartären und tertiären Schichten des Münchner Baugrunds getrennt voneinander in Abhängigkeit von der Tunneltiefe  $z_0$  betrachtet.

In Abb. 7.31 ist zunächst der Wendepunktastand  $i_G$  im Kies in Abhängigkeit von  $z_0$ , unterteilt in Vortrieb 1 (rot) und nachfolgendem Vortrieb 2 (blau) dargestellt. Die lineare Abhängigkeit ist augenscheinlich. Da die beiden Regressionsgeraden von Vortrieb 1 und 2 nahezu aufeinander liegen, kann wie erwartet davon ausgegangen werden, dass der sich beim Vortrieb einstellende Wendepunktastand unabhängig von der Auffahrfolge ist. Dies zeigte sich auch bei den Tertiärvortrieben.

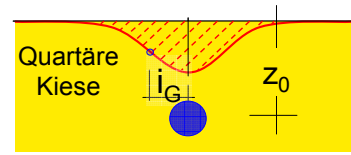
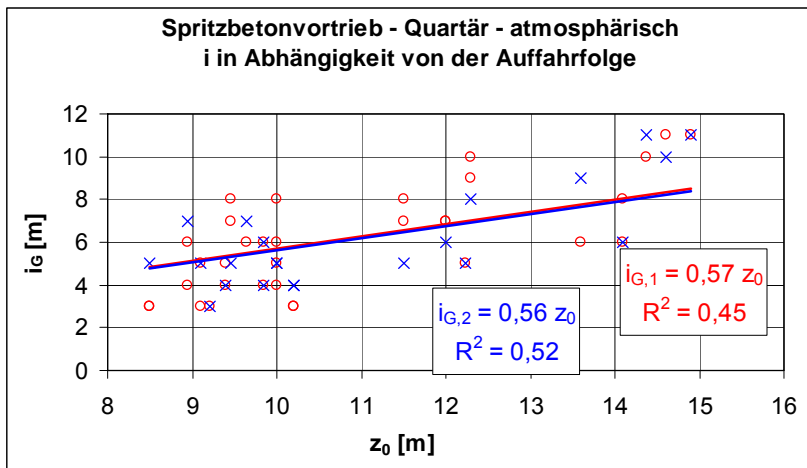


Abb. 7.31: Wendepunktabstände  $i_{G,1}$  und  $i_{G,2}$  in den Kiesen

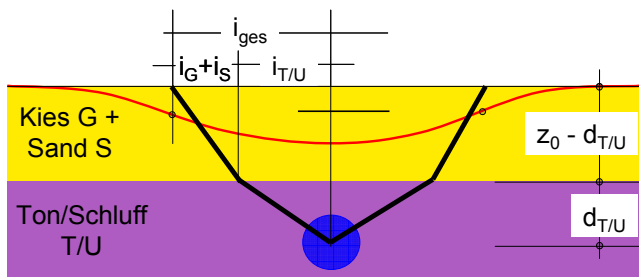
Die lineare Regressionsgleichung durch den Nullpunkt zur Ermittlung des Wendepunktabstands  $i$  in den quartären Kiesen (Vortrieb 1 zusammen mit Vortrieb 2) lautet:

$$i = 0,57 \cdot z_0 \quad \text{Gl. 7.8}$$

Da bei der Auswertung der Setzungsmulden zwischen  $i_1$  und  $i_2$  fast immer Unterschiede auftreten, die sich allerdings in der Summe aufheben (siehe Regressionsgeraden), folgt daraus, dass diese Unterschiede zufällig auftreten bzw. messtechnisch bedingt sind und bei einer ausreichend großen Anzahl von Messwerten diese Streuungen ausgeglichen werden.

Der maximale Abstand des ermittelten Wendepunktabstands von der Regressionsgeraden beträgt ca. 3 m. Wenn man berücksichtigt, dass der Wendepunktabstand aus einzelnen, teilweise wenigen Messwerten mit einer mathematischen Optimierung ermittelt wurde, ist die Regression insgesamt als gut zu beurteilen, allerdings müssen die vorhandenen Streuungen berücksichtigt werden.

Die Ermittlung des Wendepunktabstands in den tertiären Schichten ist, da es sich hier um ein Mehrschichtsystem handelt, etwas komplizierter. Gemäß New und O'Reilly, 1991 (siehe Abschnitt 7.3.1) wird angenommen, dass sich der Wendepunktabstand der Gesamtsetzungsmulde  $i_{ges}$  aus Anteilen der einzelnen Schichten zusammensetzt (s. Abb. 7.32).



Dabei bedeuten:

- $i_G, i_{T/U}, i_S$ : Wendepunktabstand der jeweiligen Schicht
- $d_{T/U}$ : Schichtdicke der Tone und Schluffe
- $z_0 - d_{T/U}$ : Schichtdicke der Sande und Kiese

Abb. 7.32: Wendepunktabstand  $i_{ges}$

Unter der Annahme, dass bei gleicher Schichtdicke der Anteil des Wendepunktabstands aus den quartären Kiesen und den tertiären Sanden etwa gleich ist (sie besitzen ähnliche Steifigkeit und Scherfestigkeit) und nach Gl. 7.8 ermittelt werden kann, lässt sich aus den Messergebnissen der Anteil des Wendepunktabstands in den feinkörnigen Schichten  $i_{T/U}$  errechnen und für die untersuchten Querschnitte in Abhängigkeit von deren Schichtdicke  $d_{T/U}$  darstellen (s. Abb. 7.33).

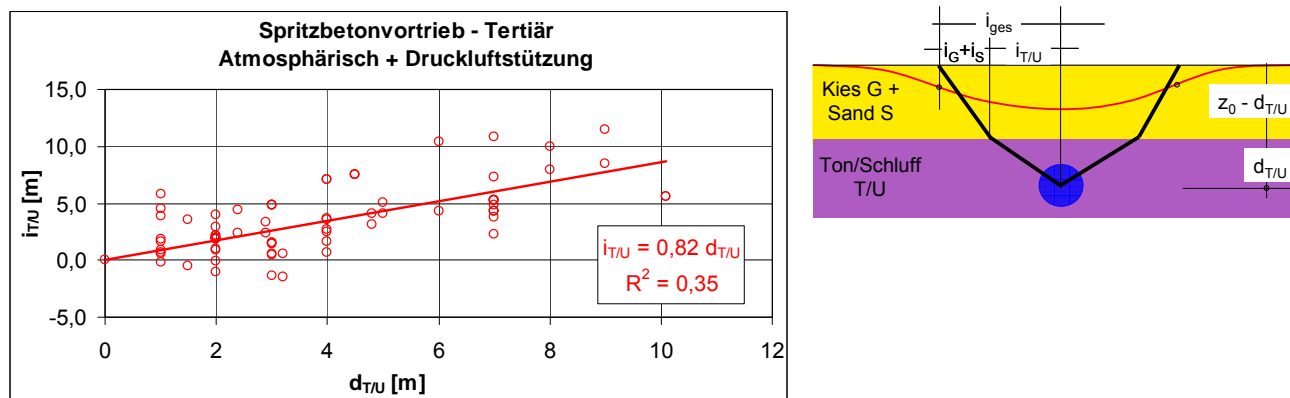


Abb. 7.33: Wendepunktastand im feinkörnigen Tertiär  $i_{T/U}$

Bei 5 Querschnitten ergaben sich bei geringer bindiger Schichtmächtigkeit negative Werte für  $i_{T/U}$ , was praktisch nicht möglich ist. Die Werte wurden jedoch bei der Regression berücksichtigt, da es sich um durch Rückrechnung ermittelte, theoretische Rechenwerte handelt und das Ergebnis hinsichtlich der zu erwartenden Streuung verfälscht würde, wenn sie unberücksichtigt blieben.

Insgesamt zeigt sich auch hier, dass die lineare Regression geeignet ist, um den Wendepunktastand in Abhängigkeit von der Schichtmächtigkeit zu beschreiben. Der maximale Abstand von der Regressionsgeraden ist mit ca. 5 m zwar größer als bei den Vortrieben im Quartär, allerdings werden Tertiärvortriebe meist in größerer Tunneltiefe  $z_0$  aufgefahren und, wie in Abschnitt 6.3, erläutert, nehmen mit größerem  $z_0$  auch die Streuungen durch Messabweichungen zu. Zudem wird  $i_{T/U}$  auf vergleichsweise kleine Schichtdicken  $d_{T/U}$  bezogen, so dass bei der Berechnung eventuelle Fehler oder Messabweichungen stärker durchschlagen.

Nach den vorliegenden Auswertungen lässt sich der mittlere Wendepunktastand  $i$  wie folgt ermitteln:

In Kiesen / Sanden:  $i = 0,57 \cdot z_0$  Gl. 7.9

In Tonen / Schluffen:  $i = 0,82 \cdot z_0$  Gl. 7.10

Zweischichtsystem:  $i = 0,82 \cdot d_{T/U} + 0,57 \cdot z_0 - d_{T/U}$  Gl. 7.11

### 7.3.3 Übertragung der Ergebnisse auf andere Untergrundverhältnisse

Gl. 7.9 bis Gl. 7.11 gelten für Untergrundverhältnisse, die mit denen in München vergleichbar sind. Es sind dies also Kiese und Sande in mitteldichter bis dichter Lagerung (md - d) bzw. Tone und Schluffe in halbfester bis fester Konsistenz (hf - f). Für die in den Abschnitten 7.2.3 und 7.2.4 ausgewerteten Spritzbeton- und Schildvortriebe außerhalb Münchens sind in Abb. 7.34 und Abb. 7.35 die ermittelten Wendepunktastände, unterteilt in bindige und nichtbindige Böden, dargestellt. Böden mit hoher Lagerungsdichte bzw. Konsistenz sind mit hinterlegten Zeichen dargestellt. In Abb. 7.34 werden 2 Werte aufgrund der vorhandenen geringen Tunnelüberdeckung bei der weiteren Auswertung nicht berücksichtigt, was nachfolgend noch erläutert wird. Auf die Darstellung der Schildvortriebe im bindigen Baugrund wurde verzichtet, da die Setzungen dieser Vortriebe sehr gering und damit die Streuungen entsprechend groß waren. Es ist nicht zu erwarten, dass die Vortriebsart einen Einfluss auf den Wendepunktastand besitzt.

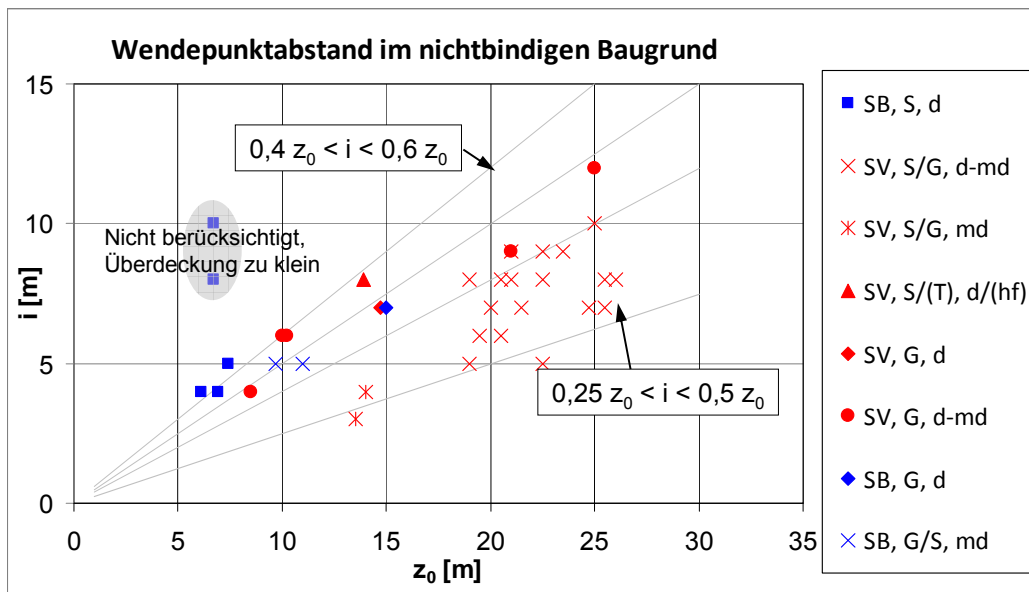


Abb. 7.34:  $i$  von Spritzbeton- (SB) und Schildvortrieben (SV) im nichtbindigen Boden

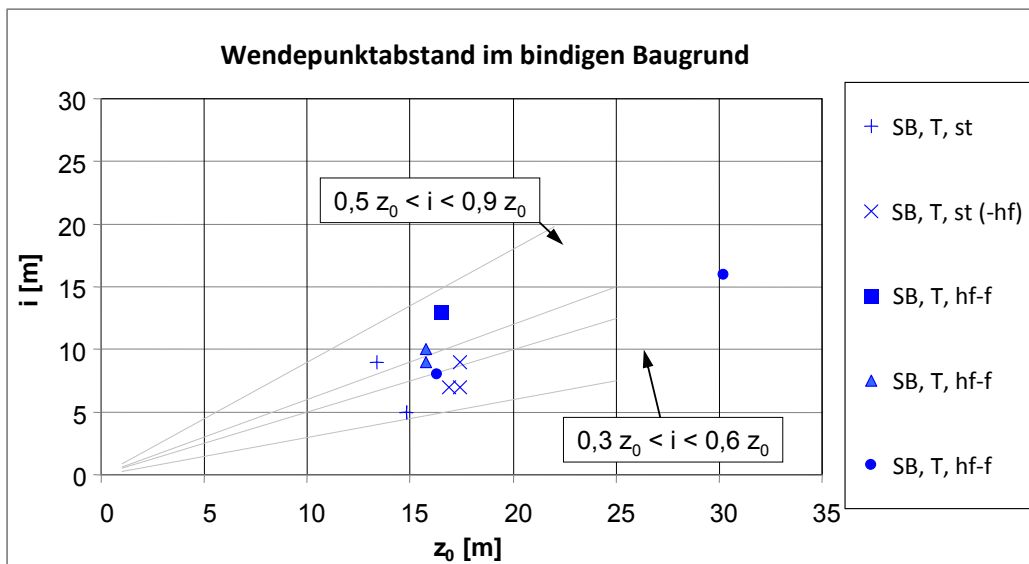


Abb. 7.35: Wendepunkt Abstand  $i$  im bindigen Boden (Spritzbetonvortriebe)

Wie zu erwarten, nimmt in Böden mit größerer Lagerungsdichte bzw. höherer Konsistenzzahl auch der Wendepunkt Abstand zu. Unter Berücksichtigung dieser Auswertungen und den Literaturangaben gemäß Abschnitt 7.3.1 werden zur Ermittlung von Setzungsmulden folgende, in Tab. 7.15 angegebene Bandbreiten möglicher Wendepunkt Abstände in Abhängigkeit von der Lagerungsdichte bzw. der Konsistenz vorgeschlagen. Die Bereiche sind in den beiden Grafiken grau hinterlegt.

Baugrund		Wendepunkt Abstand $i$ [m]
nichtbindig	locker bis mitteldicht	$0,25 \text{ bis } 0,5 \cdot z_0$
	mitteldicht bis dicht	$0,4 \text{ bis } 0,6 \cdot z_0$
bindig	weich bis steif	$0,3 \text{ bis } 0,6 \cdot z_0$
	steif bis halbfest / fest	$0,5 \text{ bis } 0,9 \cdot z_0$

Tab. 7.15: Wendepunkt Abstände in Abhängigkeit vom Baugrund

Durch die Angabe dieser vergleichsweise großen Bandbreiten ist einerseits die Streuung bei der Auswertung der Messergebnisse berücksichtigt. Andererseits kann innerhalb den Bandbreiten der geringeren Konsistenz / Lagerungsdichte ein kleinerer Wendepunktabstand und entsprechend der höheren Konsistenz / Lagerungsdichte ein größerer Wendepunktabstand zugeordnet werden. Die Angabe des Wendepunktabstands in Abhängigkeit von der Auftretenswahrscheinlichkeit wäre wünschenswert gewesen, allerdings lagen nicht genug Messwerte vor, um auch den Einfluss der Lagerungsdichte beziffern zu können. Auch aus der Literatur lagen zu wenige konkrete Messwerte vor.

Gemäß den Auswertungen der Münchner Vortriebe sowie bei sehr kleinem Überdeckungsverhältnis wären noch größere Wendepunktabstände als in Tab. 7.15 angegeben möglich. Diese wurden jedoch auf der sicheren Seite liegend nicht berücksichtigt, da mit größerem Wendepunktabstand die bei der Auswertung ermittelten Setzungen und schadensrelevanten Setzungsdifferenzen kleiner werden.

In Abb. 7.34 liegen 2 Werte deutlich oberhalb des angegebenen Bereichs zur Ermittlung des Wendepunktabstands. Es handelt sich hierbei um Tunnelvortriebe mit großer Ausbruchsbreite bei nur sehr geringer Überdeckung. Abb. 7.36 veranschaulicht die Situation.

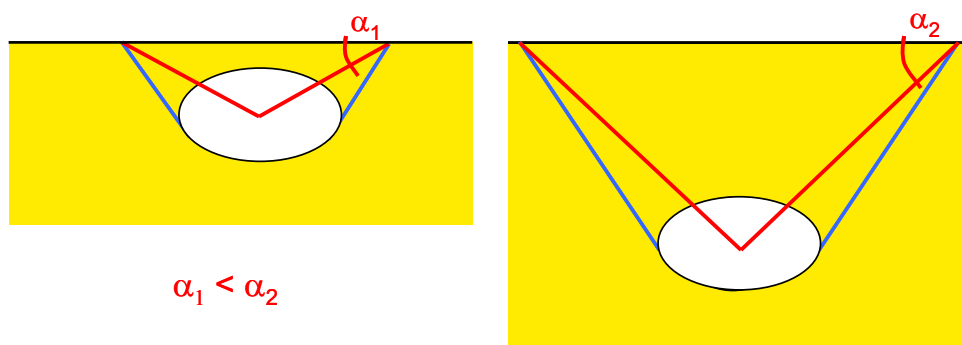


Abb. 7.36 a und b: Einfluss der Tunnelbreite und der Tunneltiefe auf den Wendepunktabstand

Für den Grenzzustand, der hier näherungsweise angesetzt werden kann, ist es anschaulich plausibel, dass der tatsächliche Wendepunktabstand durch Geraden begrenzt wird, die ausgehend von den Tunnelulmen schräg nach oben führen (blaue Linien in Abb. 7.36). Allerdings erfolgt die Auswertung vereinfachend unter der Annahme, dass der Wendepunktabstand auf einer Geraden liegt, die von der Tunnelmitte aus nach oben führt ( $i = K \cdot z_0$ ). Es gilt damit für den Proportionalitätsfaktor  $K = 1 / \tan \alpha$  (s. rote Linien in Abb. 7.36). Dies führt dazu, dass insbesondere bei breiten Tunneln und geringer Überdeckung ein höherer Proportionalitätsfaktor  $K$  und damit ein kleinerer Winkel  $\alpha$  auftritt als bei tieferen, schmalen Tunneln. Man erkennt dies im Übrigen auch an den Auswertungen zur Setzungsmulde unterhalb der Geländeoberfläche (s. Abschnitt, 7.3.1 und Abb. 7.30). Diesem Umstand könnte dadurch begegnet werden, dass bei der Formel zur Ermittlung des Wendepunktabstands  $i$  die Tunnelbreite mit berücksichtigt wird. Allerdings haben vergleichende Betrachtungen ergeben, dass aufgrund der Streuung des Wendepunktabstands die Berücksichtigung der Tunnelbreite nicht zu einer besseren Korrelation führt. Außerdem ist dies nur bei breiten Tunneln mit geringer Überdeckung relevant, wobei in diesem Fall die lineare Beziehung zwischen  $i$  und  $z_0$  auf der sicheren Seite liegt. Zudem stellen breite Tunnel mit geringer Überdeckung aufgrund der reduzierten Gewölbetragswirkung eine Herausforderung dar und erfordern meist ohnehin gesonderte Untersuchungen.



Aufgrund dessen wurde, wie auch bei neueren Literaturangaben der Fall (z.B. Mair und Taylor, 1997), zur Beschreibung des Wendepunktabstands die lineare Beziehung zwischen  $i$  und  $z_0$  mit Vorgabe einer Bandbreite gewählt. In Abschnitt 7.5 werden Vorschläge unterbreitet, wie mit dieser Bandbreite umgegangen werden kann.

#### 7.4 Längssetzungsverlauf

Neben der Quersetzungsmulde wurde für Schildvortriebe auch der Längssetzungsverlauf untersucht. Hintergrund ist, dass in der Praxis häufiger der Nachweis gefordert wird, dass die Längssetzungen einen Grenzwert nicht überschreiten, auch wenn dieser nur temporär auftritt.

Zur Beschreibung der Längssetzungsmulde ist die integrierte Gauß-Funktion geeignet (s. Abschnitt 5.3). Als Parameter geht der Wendepunktabstand von der Ortsbrust  $i_y$ , die dortige maximale Tangentenneigung  $t_y$  und die maximale Setzung der Quersetzungsmulde  $s_{max}$  ein. Der Längssetzungsverlauf entsteht aus einer Addition einzelner Teilsetzungsmulden, die bei jedem Abschlag erzeugt werden (s. Abb. 7.37). Die aus den Teilsetzungen addierte Gesamtsetzungsmulde verschiebt sich mit dem Vortrieb nach vorne. Die schädlichen Setzungsdifferenzen und Tangentenneigungen werden also mit Annäherung des Vortriebs ansteigen, unmittelbar bei der Unterfahrung am größten sein und danach wieder abnehmen (s. Abb. 7.37).

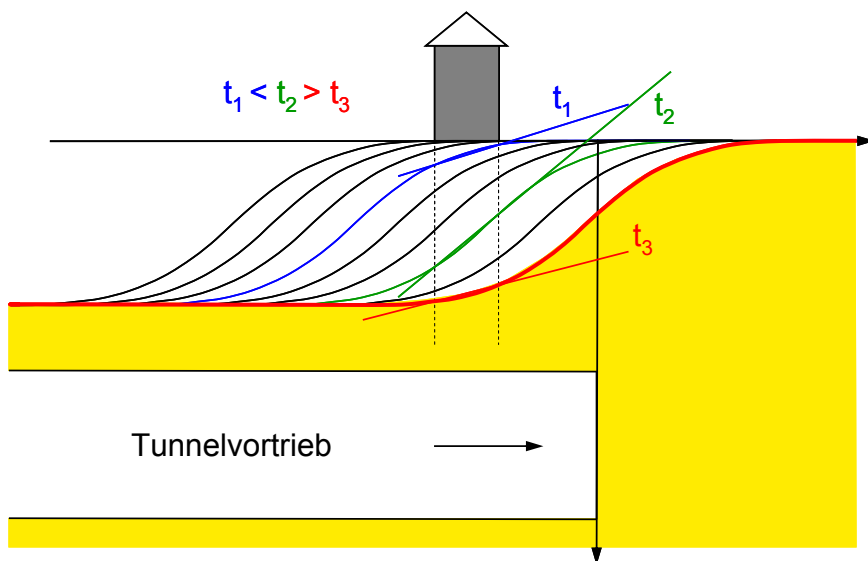


Abb. 7.37: Entwicklung des Längssetzungsverlaufs mit dem Vortrieb

Hinsichtlich der maximalen Tangentenneigung ist es somit von Interesse, wie groß der Setzungsanteil vor, über oder hinter der Ortsbrust ist. Ist beispielsweise der dem Vortrieb nachlaufende, zeitversetzt auftretende Setzungsanteil groß, ergibt sich daraus selbst bei großer Gesamtsetzung nur eine verhältnismäßig kleine Tangentenneigung im Längssetzungsverlauf. In nachfolgender Tab. 7.16 sind für Schildvortriebe verschiedene Untersuchungsergebnisse zur Entwicklung von Setzungen im Bezug auf die Lage des Schilde wiedergegeben.

Autor	Bemerkung	Vor / über der Ortsbrust	Schildmantel	Schildschwanz	Nachlaufende Setzungen
De la Fuente und Oteo, 1996	-	20-30%	-	-	-
Den Hertog, 2005	Bindige Böden	10%	16%	21%	51%

Autor	Bemerkung	Vor / über der Ortsbrust	Schildmantel	Schild- schwanz	Nachlaufende Setzungen
	Nichtbindige Böden	20%	37%	33%	10%
Jancsecz et. al., 2002	Hydroschild	0-15%	20-50%	30-50%	-
Mähr, 2006	Sand über Grund- wasserspiegel	30-50%	10-20%	60-80%	-
	Sand unter Grund- wasserspiegel	0-25%	0-20%	50-75%	-
	Steife Tone	30-60%	0-20%	50-75%	-
	Schluffe und weiche Tone	0-25%	10-40%	30-50%	-
Mair u. Taylor, 1997	-	<<50%	-	-	-
Shirlaw, 1995	Weiche Tone	-	-	-	30-90%

Tab. 7.16: Setzungsanteile an der Gesamtsetzung beim Schildvortrieb

Die Ergebnisse schwanken sehr stark, sie können nur unter Berücksichtigung sehr großer Bandbreiten zusammengefasst werden. Sie wurden daher anhand von Längssetzungsmulden überprüft, die im Rahmen der in dieser Arbeit untersuchten Schildvortriebe gemessen wurden.

In Tab. 7.17 ist zunächst angegeben, welche Längssetzungsmulden für die Auswertung herangezogen werden konnten:

Tunnelprojekt	Messquerschnitt	Art der Stützung	Aufgefahrene Geologie	d [m]	z <sub>0</sub> [m]
Katzenbergtunnel	MQ1-MQ3 Ost MQ1-MQ3 West	Erddruck	Tonstein / Ton	10,6	28,3
Metro Madrid	Section I, III, IV	Erddruck	Ton, Sand	9,4	14,2 – 17,7
City-Tunnel Leipzig	MQ1,6, 9 Ost MQ 2, 9 West	Hydro	Kies, Sand, Schluff	9,0	12,5 – 16,0
Dockland Light Railway	MS 5 Southbound	Hydro	Kies, Sand, Ton	5,9	13,9
Brenner- Zulaufstrecke H3-4	MQ 7, 8, 12, 13, 20, 22b, 29, 33, 36, 48, 49	Hydro	Kies, Sand	13,0	21,0 - 32,5
Stadtbahn Köln	MQ 1, 2, 3, 7 Ost	Hydro	Kies, Sand	8,4	- 21,0
	MQ 7, 8 West				
U-Bahn Düsseldorf	MQ 0+690, 0+850 u. 0+870	Hydro	Kies	9,4	13,5 – 14,0
U1 West, Los 5 München	MQ 3 bis 5	Hydro	Kies	7,3	12,6 – 14,7
U3 Nord, Los 2 München	MQ 5	Hydro	Kies / Ton	7,1	14,2
U2 Ost, Los 1 München	MQ 3 Gl. 1 MQ 3 u. 5 Gl. 2	Druckluft	Ton / Sand	7,0	14,3 – 19,0

Tab. 7.17: Ausgewertete Längssetzungsmulden

In Tab. 7.18 sind die Ergebnisse der Erddruck- und Hydroschildvortriebe zusammengefasst. Für Druckluftschildvortriebe lagen zu wenige Ergebnisse vor.

Setzungsanteil an der Gesamtsetzung [%] MW: Mittelwert	Hydroschildvortrieb	Erddruckschildvortrieb
Vor und über der Ortsbrust	0 % - 62 % MW: 18 %	38 % - 67 % MW: 55 %
Über dem Schild	3% - 74% MW: 34 %	24% - 44% MW: 34 %
Nachlaufende Setzungen	0% - 95% MW: 48 %	4% - 28% MW: 12 %

Tab. 7.18: Setzungsanteile der Gesamtsetzung in Abh. vom Vortriebsstand (aus Quersetzungsmulde)

Auch hier schwanken die Messergebnisse stark, was u.a. auch daran liegt, dass die Verformungen insgesamt nur sehr gering sind und damit die auftretenden Messfehler relevant werden. Grob stimmen sie mit den vergleichbaren Literaturangaben überein (s. Tab. 7.16). Eine Differenzierung nach Geologie und Art der Stützung führt nicht zu einer wesentlichen Reduzierung der Bandbreiten.

Insgesamt muss man den Schluss ziehen, dass eine Verallgemeinerung, wo welche Setzungen beim Schildvortrieb auftreten, nur sehr grob möglich ist. Die verschiedenen Einflüsse wie z.B. geometrische Randbedingungen, Abmessungen von Vortrieb und Schild, Vortriebsgeschwindigkeit und Geologie sowie weitere zeitliche Einflussfaktoren sind wahrscheinlich zu vielfältig. Damit lässt sich anhand von vorausseilenden Setzungen auch nur sehr vage auf die letztendlich auftretenden Maximalsetzungen schließen. Sind detaillierte Angaben erforderlich, sind die Anteile anhand von Messungen zu Beginn des jeweiligen Vortriebs zu ermitteln.

Interessant ist, dass beim Erddruckschild im Mittel 55 % und beim Hydroschild nur etwa 18 % der Gesamtsetzungen vor oder über der Ortsbrust auftreten. Wie der beispielhafte Vergleich der Stützdrücke beim Erddruck- und Hydroschildvortrieb in Abb. 7.38 zeigt, sind die Schwankungen des Stützdrucks beim Hydroschildvortrieb deutlich geringer als beim Erddruckschild, die Ortsbrust wird also besser gestützt. Ein weiterer Aspekt ist, dass das Gebirge über dem Schildmantel beim Erddruckschild nicht mehr planmäßig gestützt ist und nachbrechen kann. Dies mögen auch Gründe dafür sein, dass die Setzungen beim Hydroschildvortrieb insgesamt gesehen etwas geringer sind als beim Erddruckschildvortrieb (s. Abschnitt 7.2.4).

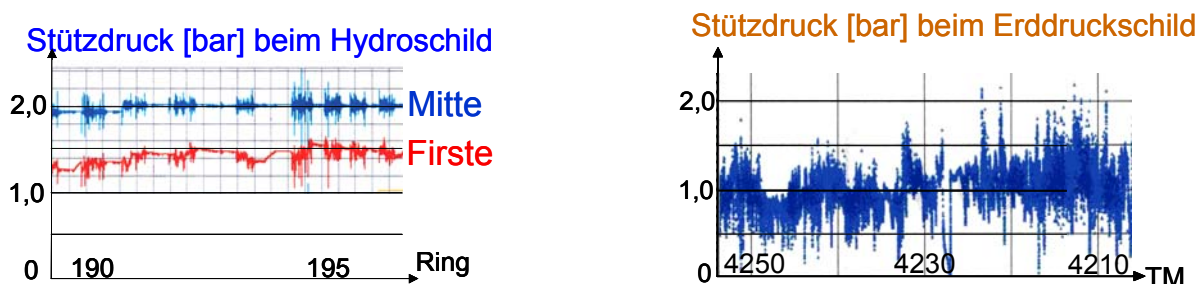


Abb. 7.38 a und b: Vergleich der Stützdruckschwankungen beim Hydroschild- und Erddruckschildvortrieb (gleiche Skalierung)

Um vorab Aussagen über ein mögliches Schadenspotenzial infolge des Längsetzungsverlaufs treffen zu können, ist es erforderlich, die, wenn auch nur kurzzeitig auftretende maximale Tangenten­neigung abzuschätzen. Hierzu wurde in Abb. 7.39 die maximale gemessene Tangenten­neigung in Quer- und Längsrichtung gegenübergestellt. Es zeigt sich, dass mit einer Ausnahme, die der Messgenauigkeit zugeordnet werden kann, die maximale Tangenten­neigung des Längssetzungsver­laufs  $t_y = 1 / n_{\text{längs}}$  immer kleiner war als die der Quersetzungsmulde  $t_x = 1 / n_{\text{quer}}$ , sie war im

Mittel etwa nur halb so groß. Der Grund hierfür ist, dass die räumliche Entwicklung der Setzungsmulde zeitabhängig ist und nach den Auswertungen grob ca. 10 % bis 50 % der Setzungen erst hinter dem Schild auftreten. Diese längerfristig nachlaufenden Setzungen sind jedoch nicht schadensrelevant, da sich mit zunehmendem Abstand vom Schild die Tangentenreibungen und Differenzsetzungen wieder abbauen (s. Abb. 7.37). Für Extrembetrachtungen reicht es also aus, für  $t_y$  die Tangentenreibung der Quersetzungsmulde anzusetzen.

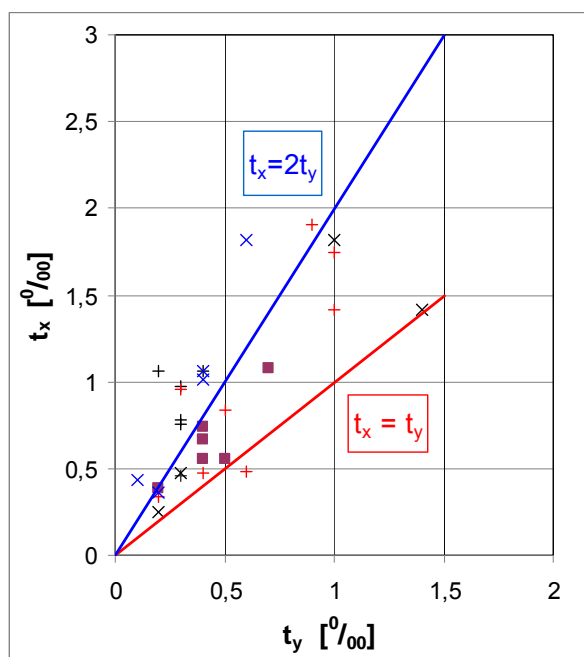


Abb. 7.39: Vergleich zwischen den max. Tangentenreibungen der Längs- und Quersetzungsmulde  $t_y$  und  $t_x$

### 7.5 Zusammenstellung der Ergebnisse und Angaben zur Wahl von $VL_s$ und $i$

In Tab. 7.19 sind die Formeln zur Bestimmung der Setzungsmulden sowie deren Anwendungsgrenzen zusammengestellt. Bei der Wahl von  $VL_s$  und  $i$  ist zu berücksichtigen, wie sie sich auf das Schadenspotenzial auswirken. In der Regel wird mit steigendem  $VL_s$  und abnehmendem  $i$  die entstehende maximale Tangentenreibung bzw. Krümmung und somit das Schadenspotenzial zunehmen. Um nicht ein unrealistisch hohes Schadenspotenzial zu ermitteln, indem ein maximaler Volume loss mit einem minimalen Wendepunktabstand verknüpft wird, werden für den allgemeinen Fall 2 Grenzbetrachtungen vorgeschlagen:

- Fall 1 berücksichtigt einen Volume loss mit hohem Vertrauensbereich ( $VL_{s,99\%}$ ) bei einem mittleren Wendepunktabstand  $i$  und
- Fall 2 einen Volume loss mit mittlerem Vertrauensbereich ( $VL_{s,50\%}$ ) bei kleinem  $i$ .

Durch diese Variation ermittelt man vergleichsweise große, schmale Setzungsmulden. Natürlich kann es im speziellen Anwendungsfall geboten sein, weitere Variationen zu prüfen, beispielsweise wenn sich das Bauwerk am Rande der Setzungsmulde befindet oder wenn sich beim Parallelvortrieb durch Addition der beiden Setzungsmulden eine vergleichsweise günstige Situation für das Bauwerk ergibt. Dies ist dann von Fall zu Fall zu entscheiden.

Wie aus der Setzungsmulde das Schadenspotenzial ermittelt werden kann, wird in nachfolgendem Abschnitt 7.6 erläutert. Im Anwendungsbeispiel in Abschnitt 7.7 wird dann die Vorgehensweise veranschaulicht.

Prognoseverfahren nach Fillibeck zur Bestimmung von Setzungsmulden im Lockergestein			
– Nicht in extrem locker gelagerten Böden und in Böden mit geringerer als weicher Konsistenz			
<b>1. Beschreibung der Setzungsmulden:</b>			
<b>1.1 Quersetzungsmulde (Gaußfunktion):</b>			
$s(x) = s_{max} \cdot e^{-\frac{x^2}{2 \cdot i^2}} \quad \text{mit}$ $s_{max} = VL_s \cdot \frac{A_t}{\sqrt{2 \cdot \pi \cdot i}}$			
<b>1.2. Längssetzungsmulde (integrierte Gauß-Funktion):</b>			
$s(y) = \int_{-\infty}^y t_y \cdot e^{-\frac{(-y+i_y)^2}{2 \cdot \left(\frac{s_{x,max}}{t_y \cdot \sqrt{2\pi}}\right)^2}} dy - s_{x,max} \quad \text{mit}$ $t_y = \frac{1}{n_y}$			
<b>2. Ermittlung des Volume loss VL<sub>s</sub></b>			
<b>2.1 Spritzbetonvortriebe (Steifemodul E<sub>100,ref</sub> = 50 bis 200 MN/m<sup>2</sup>, Überdeckungsverhältnis h / d ≥ 0,5)</b>			
	atmosph. Vortrieb, nichtbindig	atmosph. Vortrieb, bindig	Druckluftvortrieb
VL <sub>s,50%</sub> =	$(0,037 \cdot z_0 - 0,10) \cdot \frac{120}{E_{100,ref}}$	$(0,016 \cdot z_0 + 0,31) \cdot \frac{100}{E_{100,ref}}$	$(0,005 \cdot z_0 + 0,26) \cdot \frac{100}{E_{100,ref}}$
VL <sub>s,90%</sub> =	$0,037 \cdot z_0 \cdot \frac{120}{E_{100,ref}}$	$(0,016 \cdot z_0 + 0,47) \cdot \frac{100}{E_{100,ref}}$	$(0,005 \cdot z_0 + 0,43) \cdot \frac{100}{E_{100,ref}}$
VL <sub>s,99%</sub> =	$(0,037 \cdot z_0 + 0,09) \cdot \frac{120}{E_{100,ref}}$	$(0,016 \cdot z_0 + 0,61) \cdot \frac{100}{E_{100,ref}}$	$(0,005 \cdot z_0 + 0,57) \cdot \frac{100}{E_{100,ref}}$
<b>2.2 Erddruck- Hydro- oder Druckluftschildvortriebe (für h / d ≥ 0,3 und A<sub>t</sub> / z<sub>0</sub> in m). Jedoch VL<sub>s</sub> &gt; 0,2 %</b>			
VL <sub>s,50%</sub> =	$0,0033 \cdot \left(\frac{A_t}{z_0}\right)^{-0,82}$	VL <sub>s,90%</sub> =	$0,0064 \cdot \left(\frac{A_t}{z_0}\right)^{-0,75}$
		VL <sub>s,99%</sub> =	$0,0093 \cdot \left(\frac{A_t}{z_0}\right)^{-0,70}$
<b>3. Ermittlung des Wendepunktabstands i der Quersetzungsmulde</b>			
i = K · z <sub>0</sub> (Bei breiten Tunneln mit geringer Überdeckung wird i unterschätzt)			
nichtbindig	K <sub>G/S</sub> [-]	bindig	K <sub>T/U</sub> [-]
locker – mitteldicht	0,25 - 0,5	weich - steif	0,3 - 0,6
mitteldicht – dicht	0,4 - 0,6	steif - halbfest / fest	0,5 - 0,9
Im Mehrschichtensystem durch Addition der Schichtanteile (Bsp. München):			
i = K <sub>T/U</sub> · d <sub>T/U</sub> + K <sub>G/S</sub> · d <sub>G/S</sub>		d <sub>T/U</sub> , d <sub>G/S</sub> : Schichtdicke der Tone / Schluffe bzw. Kiese / Sande	

Tab. 7.19: Maßgebliche Schritte zur Ermittlung des Schadenspotenzials

## 7.6 Kriterien zur Beurteilung des Schadenspotenzials von Setzungsmulden

### 7.6.1 Allgemeines

Nachfolgend werden 2 Verfahren vorgestellt, anhand derer das Schadenspotenzial von Setzungsmulden beurteilt werden kann. Sie gelten nur für nicht vorgeschädigte, setzungsunempfindliche, herkömmliche Gebäude (z.B. Mauerwerksbauten), die allerdings häufig im innerstädtischen Bereich angetroffen werden. Falls setzungsempfindliche oder bereits vorgeschädigte Gebäude unterfahren werden, sind entsprechend strengere Kriterien anzuwenden, die im Einzelfall festzulegen sind. In der Praxis hat sich jedoch gezeigt, dass es auch für derartige Gebäude sinnvoll ist, zunächst eine Beurteilung entsprechend der nachgenannten Vorgehensweise durchzuführen, da man hierbei über die zu ermittelnden Eingangsgrößen (maximale Tangentensteigung, Biegung, Krümmung) einen ersten Eindruck vom Schadenspotenzial und von der Anfälligkeit des Bauwerks erhält.

### 7.6.2 Verfahren nach Burland

Auf Basis von vielfachen intensiven Studien und andauernden Weiterentwicklungen zur Beurteilung des Schadenspotenzials von Gebäuden infolge von Baugrundverformungen (z.B. Burland und Wroth, 1974; Burland et al. 1977; Burland, 1995), wird die in Abb. 7.40 beschriebene dreistufige Vorgehensweise zur Klassifizierung des Schadenpotentials empfohlen.

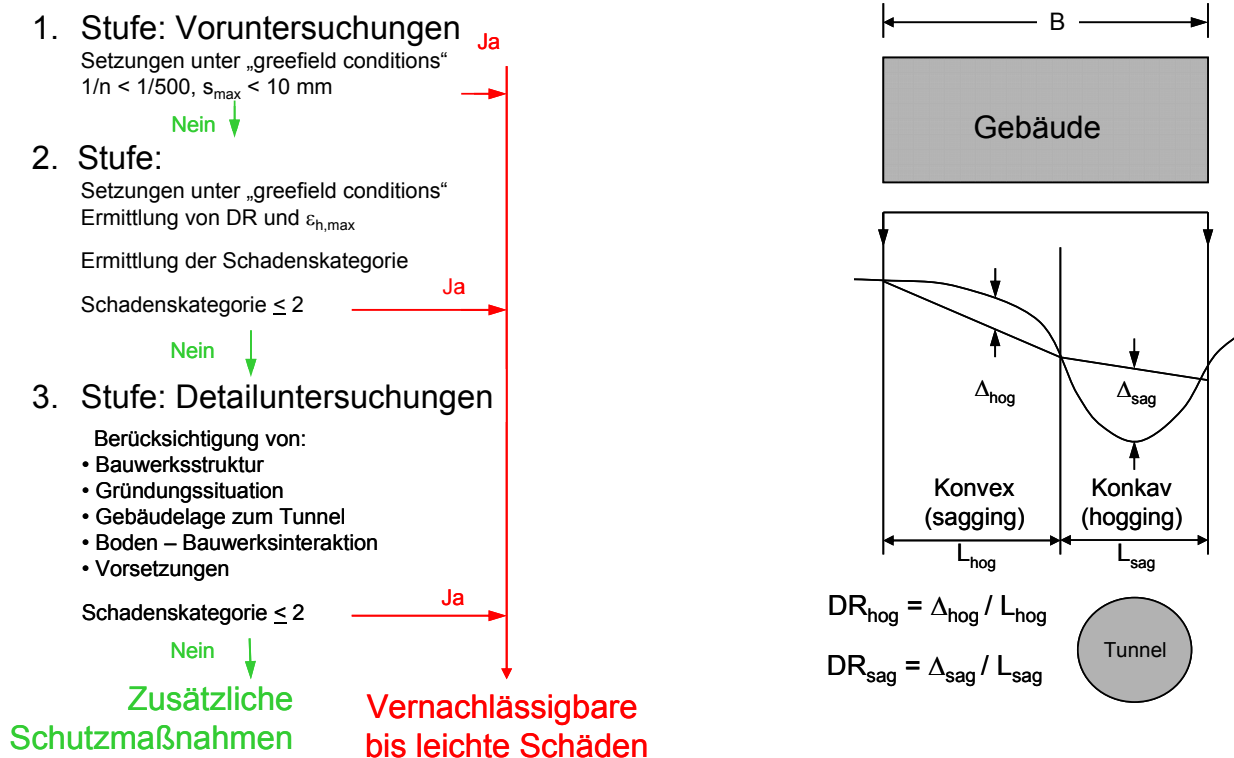


Abb. 7.40 a und b: Beurteilung des Schadenspotenzials von Setzungsmulden nach Burland

In einem 1. Schritt werden nur die Tangentensteigungen  $1/n$  und maximalen Setzungen  $s_{max}$  der Gesamtsetzungsmulde betrachtet. Die Einflüsse aus dem Bauwerk bleiben unberücksichtigt (greenfield settlements). Werden die Grenzwerte unterschritten, sind keine weiteren Untersuchun-

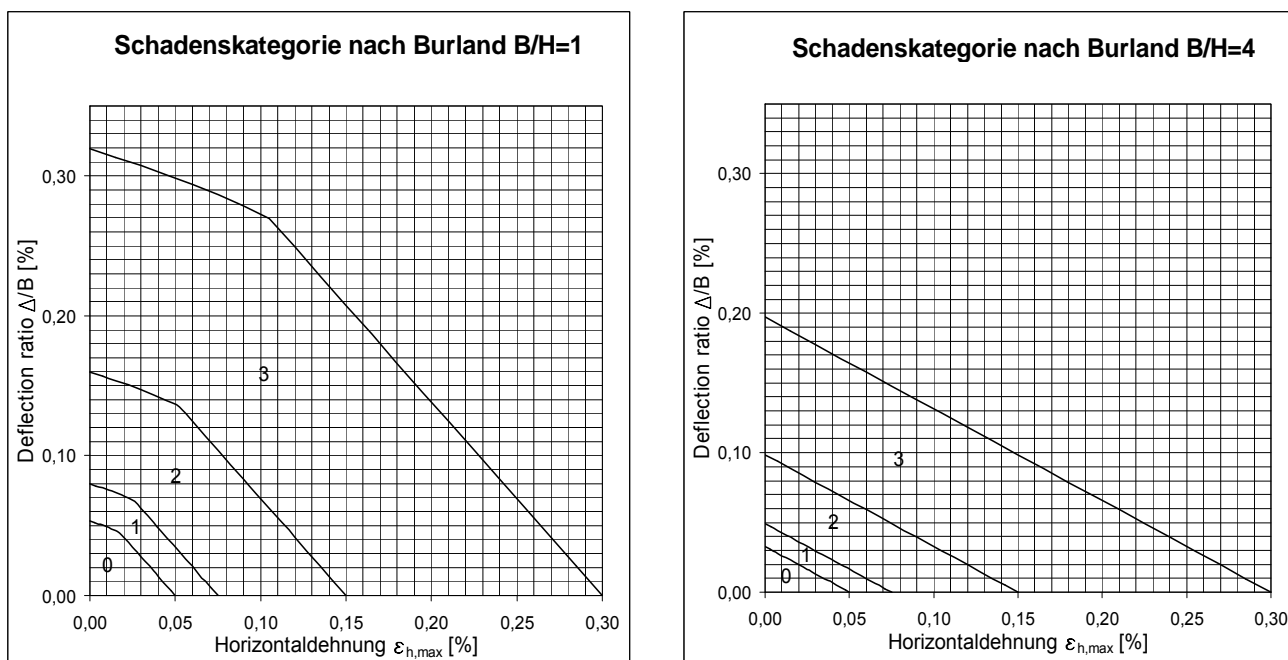
gen erforderlich. Werden die Grenzwerte überschritten, muss in einem 2. Schritt die maximale horizontale Dehnung  $\epsilon_h(x)$  sowie die Krümmung DR (deflection ratio) im Bauwerksbereich ebenfalls unter „greenfield conditions“ bestimmt werden (s. Abb. 7.40). Dies sind die Eingangsgrößen zur Bestimmung der Schadenskategorie nach Burland, 1995.

Die Bestimmung der horizontalen Dehnung erfolgt unter der Annahme, dass die an der Geländeoberfläche entstehenden Verformungen, als Vektoren betrachtet, zur Tunnelachse zeigen. Durch Differentiation der horizontalen Verformungsanteile ergibt sich die horizontale Dehnung nach Gl. 7.12.

$$\epsilon_h(x) = \frac{s(x)}{z_0} \cdot \left( \frac{x^2}{i^2} - 1 \right) \tag{Gl. 7.12}$$

Neben diesen Dehnungsanteilen entstehen im Bauwerk, welches der Setzungsmulde folgt, auch Biege- und Schubdehnungen aus der Krümmung DR der Setzungsmulde. Es wird unterschieden zwischen konkaver ( $DR_{sag}$ ) und konvexer ( $DR_{hog}$ ) Krümmung, wobei die konvexe Krümmung für das Bauwerk in der Regel ungünstiger ist. Die Krümmung DR ergibt sich bauwerksbezogen aus dem Verhältnis zwischen dem maximalen Stich und der Sehnenlänge.

Die Größe der Biege- und Schubdehnungen sind abhängig von der Breite B des Bauwerks senkrecht zum Vortrieb und dessen Höhe H. Die Schadenskategorien nach Burland beruhen auf Grenzwerten für die maximal im Bauwerk auftretenden Horizontal-, Biege- und Schubdehnungen und können für verschiedene Verhältnisse von B / H aus Diagrammen abgelesen werden. In Abb. 7.41 sind für B / H = 1 und B / H = 4 die Diagramme zur Ermittlung des Schadenspotenzials nach Burland bei konvexer Krümmung dargestellt. Für Verhältnisse B / H > 4 ändern sich die Diagramme nur noch unwesentlich.



B = Bauwerksbreite senkrecht zum Vortrieb      H = Bauwerkshöhe  
 DR = Deflection Ratio (Krümmung)              Δ = Sehnenlänge

Abb. 7.41: Schadenskategorie nach Burland, 1974 für B / H = 1 und B / H = 4

Auf der sicheren Seite liegend kann zunächst angenommen werden, dass jeweils die Maximalwerte im Bauwerksbereich in die Diagramme eingetragen werden und zwar unabhängig davon, ob konkave oder konvexe Krümmung bzw. Dehnung oder Stauchung auftritt. Im Detail kann man dann berücksichtigen, dass eine konkave Krümmung bzw. Stauchung für das Bauwerk in aller Regel weniger schädlich ist. Burland macht hierzu keine konkreten Angaben.

Wenn die Schadenskategorie größer als 2 ist, sind detailliertere Untersuchungen notwendig, bei denen auch das Bauwerk modelliert und dessen Steifigkeit mit berücksichtigt wird (Schritt 3). Die Berücksichtigung der Bauwerkssteifigkeit führt im Vergleich zu Schritt 2 zu geringeren Dehnungen und damit zu einem reduzierten Schadenspotenzial. Erst mit den Ergebnissen von Schritt 3 lässt sich somit der ermittelten Schadenskategorie ein tatsächliches Schadenspotenzial zuweisen, da erst mit Schritt 3 realistische und nicht stark auf der sicheren Seite liegende Eingangsgrößen ermittelt werden. Nach Burland, 1995 werden den Schadenskategorien SK folgende mögliche Schäden zugeordnet:

SK 0 bis 2	Ästhetische Schäden
SK 3 und 4	Gebrauchstauglichkeit eingeschränkt
SK 5	Verlust der Stabilität des Bauwerks

Eine detailliertere Beschreibung möglicher Schäden ist in Burland, 1995 enthalten.

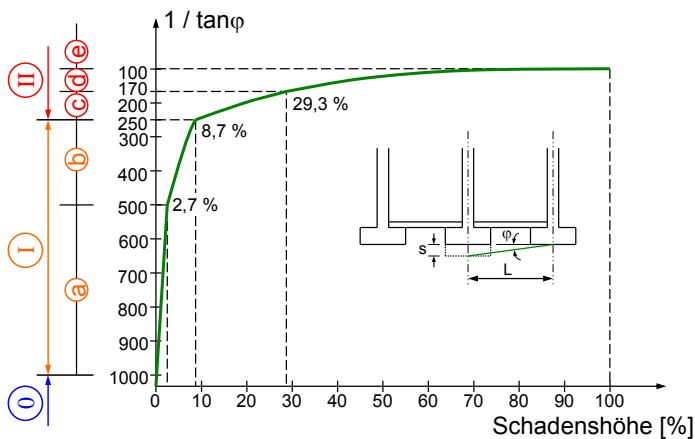
Hinsichtlich des 3. Schritts sei angemerkt, dass es in der Praxis häufig extrem schwer sein wird, die Bauwerkssteifigkeit mit genaueren Berechnungsmethoden wirklichkeitsnah zu erfassen und zu berücksichtigen, da in der Regel nicht das gesamte Bauwerk abgebildet werden kann. Außerdem sind die Eingangsgrößen z.B. einer FE-Berechnung ebenfalls mit Unsicherheiten behaftet und es wird daher in manchen Fällen fraglich sein, ob die Realität mit detaillierteren Berechnungen überhaupt besser wiedergegeben werden kann. Der Einfluss der Bauwerkssteifigkeit auf die entstehenden Dehnungen und Krümmungen und die Auswirkungen bezüglich des Schadenspotenzials sind ausführlich in Franzius, 2003 beschrieben.

Wie die praktische Anwendung bei verschiedenen Tunnelbauplanungen gezeigt hat, wird es zur Beurteilung des Schadenspotenzials beim Tunnelvortrieb in den meisten Fällen ausreichend sein, die auftretenden Setzungen durch einfache empirische Berechnungen unter greenfield conditions zu ermitteln und zu beurteilen.

### 7.6.3 Verfahren nach Kramer

Ergänzend zu dem Kriterium nach Burland wird nachfolgend zusätzlich das einfache Kriterium von Kramer, 1978 beschrieben. Maßgebend bei diesem Kriterium ist die sich einstellende maximale Tangentenneigung  $1/n = s/L = \tan \varphi$  zwischen 2 Fundamenten (s. Abb. 7.42).





**Bereich 0: keine Schäden**

**Bereich I: architektonische Schäden**

a) leichte architektonische Schäden: Putzrisse beseitigen, Decken streichen, Wände tapezieren

b) mittlere bis starke architektonische Schäden: wie a), zusätzlich Risse auskeilen und verfugen, Schreinerarbeiten an Türen / Fenstern, Fliesenarbeiten, Außenfassade Risse verfugen

**Bereich II: konstruktive Schäden**

c) leichte bis mittlere konstruktive Schäden: wie b), jedoch zusätzlich Aufnehmen und Erneuern der Fußböden, Unterzüge einbauen, Innenputzarbeiten, Mehraufwand für Fassade, Wertminderung

d) starke konstruktive Schäden: noch reparabel

e) Einsturz bzw. Abbruch: Abbruch und Wiederaufbau ohne Berücksichtigung des Nutzungsausfalls

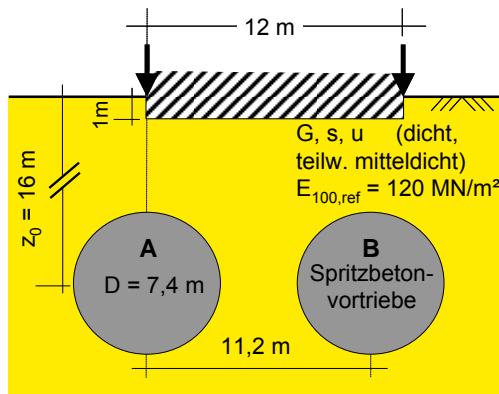
Abb. 7.42: Gebäudeschäden nach Kramer, 1978

Wie auch beim Verfahren nach Burland (Schritt 1 und 2) wird bei der Schadenskategorie nach Kramer die verformungsreduzierende Steifigkeit des Bauwerks bei der Ermittlung der Schadenskategorie nicht berücksichtigt. Nach Kramer lässt sich aus der maximalen Tangentensteigung bzw. der daraus folgenden Schadenskategorie ein möglicher Schaden zuordnen (s. Abb. 7.42).

### 7.7 Anwendungsbeispiel

Folgendes Beispiel soll die Vorgehensweise zur Prognose von Setzungsmulden beim Tunnelvortrieb sowie des daraus resultierenden Schadenspotenzials veranschaulichen: Es sind zwei vereinfachend als kreisrund betrachtete Spritzbetonvortriebe A und B im überwiegend dicht gelagerten Kies über dem Grundwasser unter einem Gebäude geplant. Sie werden als Kalottenvortriebe mit Stützkern, Pfändblechen im Firstbereich und temporärer Kalottensohle ausgeführt. Standsicherheit und freie Standzeit der Ortsbrust sind mit denen der Münchner Vortriebe vergleichbar. Es soll das Schadenspotenzial nach dem Vortrieb des Tunnels A und nach beiden Vortrieben beurteilt werden.

Das Gebäude ist setzungsunempfindlich und nicht vorgeschädigt. Zur Ermittlung der Setzungsmulde aus dem Wendepunktastand  $i$  und dem Volume loss  $VL_s$  werden die in Abschnitt 7.4 beschriebenen Fälle 1 und 2 berücksichtigt (mittleres  $i$  mit  $VL_{s,99\%}$  und kleines  $i$  mit  $VL_{s,50\%}$ ). In Abb. 7.43 sind die Eingangsgrößen für die Berechnung der Setzungsmulden zusammengestellt.



Fall 1:	$i_{G,dicht}$	$VL_{s,99\%}$
	9,0	0,68
Fall 2:	$i_{G,mitteld.}$	$VL_{s,50\%}$
	6,0	0,49

Abb. 7.43: Eingangsgrößen der Berechnung

Für beide Fälle lassen sich mit Gl. 5.2 und Gl. 5.3 einfach die Setzungsmulden berechnen. Bei einem Pfeilerverhältnis  $a/d = 0,5$  kann bei einem versetzt synchronen Vortrieb davon ausgegangen werden, dass sich beide Vortriebe bezüglich der auftretenden Setzungsmulde nicht gegenseitig beeinflussen. Die Setzungsmulden der Einzelvortriebe können somit zur Gesamtsetzungsmulde superponiert werden. In Abb. 7.44 ist für den Fall 2 die ermittelte Einzel- und Gesamtsetzungsmulde schematisch dargestellt.

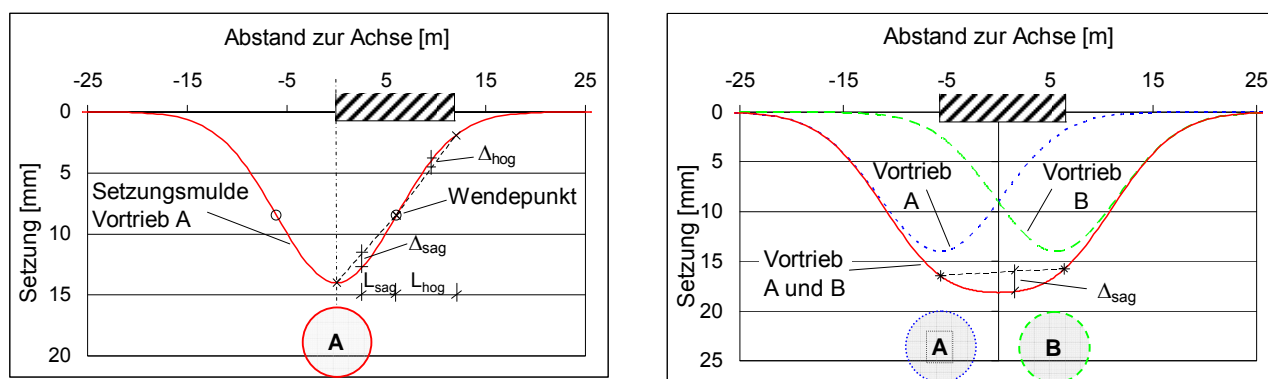


Abb. 7.44 a und b: Setzungsmulden nach Vortrieb A bzw. nach A und B

Anhand der Setzungsmulden können die Eingangsgrößen zur Beurteilung des Schadenspotenzials nach Burland und Kramer ermittelt werden. Dabei ist es zweckmäßig, die Setzungen z.B. mit Hilfe eines Tabellenkalkulationsprogramms o.ä. für verschiedene  $x$ -Werte zu errechnen. Die Setzungen  $s_{x=a}$  und  $s_{x=b}$  an den Gebäudeecken  $a$  und  $b$  ergeben sich durch Einsetzen des Abstands  $x$  in die jeweilige Gleichung der Setzungsmulde.

Die maximale Horizontaldehnung  $\varepsilon_{h,max}$  wird nach Gl. 7.12 errechnet. Unter Berücksichtigung des Horizontaldehnungsverlaufs nach Abb. 5.5 wird es in der Regel möglich sein anzugeben, wo die Horizontaldehnung maximal ist. Andernfalls ist die Horizontaldehnung für verschiedene  $x$  zu ermitteln und daraus die maximale Horizontaldehnung zu bestimmen (Variationsberechnung).

Für den Vortrieb A liegt der Wendepunkt der Setzungsmulde direkt unterhalb des Gebäudes, so dass zwischen konkaver und konvexer Krümmung  $DR_{sag}$  und  $DR_{hog}$  zu unterscheiden ist. Die maximale Krümmung kann jeweils zwischen Gebäudeecke und Wendepunkt durch Variation von  $x$  errechnet werden. In der Regel wird es jedoch ausreichend sein, dass abgeschätzt wird, wo der Stich maximal ist, so dass auf eine Variationsberechnung verzichtet werden kann.

Gegenüber der Gesamtsetzungsmulde liegt das Gebäude zwischen den Wendepunkten. Hier wird die maximale Krümmung  $DR_{sag}$  zwischen den Gebäudeecken ermittelt. Die maximale Tangenten-neigung  $1/n_{max}$  ergibt sich direkt aus der Differenz der Setzungen der Gebäudeecken. Mit diesen Eingangsgrößen lässt sich die Schadenskategorie SK nach Burland und Kramer aus den Diagrammen bestimmen (siehe Tab. 7.20), wobei vereinfachend nicht zwischen konkaver und konvexer Beanspruchung unterschieden wurde.

Der Unterschied des Einflusses der Einzelsetzungsmulde (Vortrieb A) sowie der Gesamtsetzungsmulde (Vortrieb A und B) zeigt anschaulich, dass es entscheidend ist, wo sich das Gebäude bezüglich der Setzungsmulde befindet. Nach dem Vortrieb A liegt das Gebäude unmittelbar neben  $s_{max}$ , nach dem Vortrieb von A und B liegt es etwa symmetrisch zur Gesamtsetzungsmulde. Dementsprechend entstehen nach dem Vortrieb A größere Tangenten-neigungen und nach beiden Vortrieben größere Gesamtsetzungen.

Vortrieb	Fall	$s_a$ [mm]	$s_b$ [mm]	$1 / n_{max}$ [-]	Schadenskategorie nach Kramer
A	1 ( $VL_{s,99}$ )	13,0	5,33	1 / 1570	0
	2 ( $VL_{s,50}$ )	14,0	1,9	1 / 990	1a
A u. B	1 ( $VL_{s,99}$ )	18,9	18,3	1 / 17140	0
	2 ( $VL_{s,50}$ )	16,5	15,8	1 / 17390	0

Vortrieb	Fall	$\varepsilon_{h,max}$ [%]	$DR_{max}$ [%]	Schadenskategorie nach Burland
A	1 ( $VL_{s,99}$ )	0,09	konkav: 0,012	2
		0,03	konvex: 0,001	0
	2 ( $VL_{s,50}$ )	0,09	konkav: 0,019	2
		0,04	konvex: 0,011	1
A u. B	1 ( $VL_{s,99}$ )	0,09	konkav: 0,03	2
	2 ( $VL_{s,50}$ )	0,05	konkav: 0,017	1

Tab. 7.20: Ergebnisse des Anwendungsbeispiels

Insgesamt wird SK 2 nach Burland und SK 1 nach Kramer nicht überschritten. SK2 nach Burland tritt lediglich in konkav gekrümmten Bereichen der Setzungmulde auf, welche in der Regel für Gebäude unkritischer sind. Somit lässt sich zusammenfassen, dass für den Regelvortrieb lediglich mit leichten ästhetischen Schäden (z.B. leichte Putzrisse) und keinen konstruktiven Schäden zu rechnen ist.

Wären nicht die hier entwickelten Formeln zur Beschreibung des Volume loss und des Wendepunktabstands, sondern die bisher in der Literatur angegebenen Eingangsgrößen verwendet worden (z.B.  $VL_s = 2\%$  gemäß Mair und Taylor, 1997), würde die Schadenskategorie 2 überschritten. Das bedeutet, dass demnach konstruktive Schäden nicht ausgeschlossen werden können, so dass weitere Untersuchungen erforderlich wären. Dies zeigt deutlich den Vorteil des hier beschriebenen Prognoseverfahrens nach Fillibeck. Durch die differenzierte Betrachtung kann  $VL_s$  und  $i$  eingegrenzt werden, wodurch sich eine realistischere und nicht zu stark auf der sicheren Seite liegende Beurteilung der Setzungsmulde und des Schadenspotenzials ergibt.

## 8 Finite-Element-Berechnungen zur Ermittlung von Setzungen im Tunnelbau

### 8.1 Problemstellung und Gliederung

Die Schwierigkeit bei der numerischen Ermittlung von Setzungen im Tunnelbau ist, die Eigenschaften und das Verhalten des Baugrunds richtig zu simulieren und die bodenmechanischen und tunnelbauspezifischen Eingangsgrößen richtig zu wählen. Die Erfahrung zeigt, dass mit den noch vor kurzem ganz überwiegend eingesetzten Möglichkeiten zur Simulation des Baugrunds (Stoffmodell nach Mohr-Coulomb) in der Regel viel zu breite Setzungsmulden berechnet werden, wobei der Seitendruckbeiwert einen unrealistisch großen Einfluss auf die Breite der Setzungsmulde ausübt. Dies ist beispielhaft in Abb. 8.1 dargestellt.

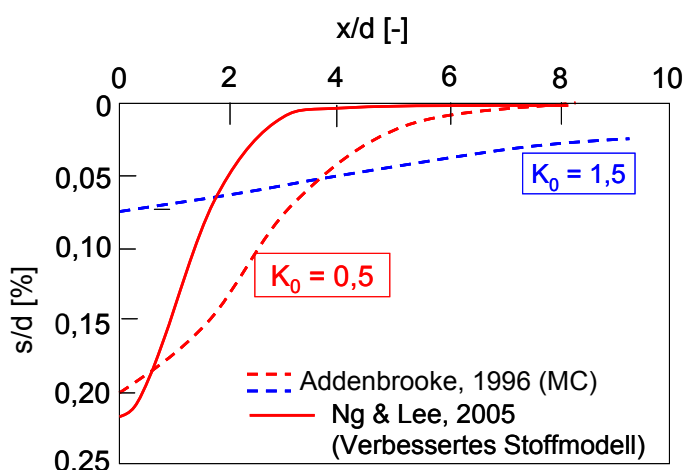


Abb. 8.1: Einfluss des Seitendruckbeiwerts und des Stoffmodells auf die Breite der Setzungsmulde

Allerdings wurden in den letzten Jahren vielfältige Entwicklungen mit dem Ziel vorangetrieben, die Eigenschaften des Baugrunds besser simulieren zu können. Bezüglich der Berechnung von Setzungsmulden im Tunnelbau sind dies insbesondere:

- Höherwertige Stoffmodelle zur verbesserten Beschreibung der spannungsabhängigen Steifigkeit des Baugrunds sowie zur geeigneten Berücksichtigung des Seitendruckbeiwerts bei der Berechnung
- Gesonderte Beschreibung des Steifigkeitsverhaltens von Böden im Bereich sehr kleiner Dehnungen
- Berücksichtigung teildränkter Zustände

Diese Verbesserungen erfordern jedoch zusätzliche Eingangsgrößen für die Berechnung wie beispielsweise Materialparameter zur Beschreibung des nichtlinearen Spannungs-Dehnungsverhaltens bei ödometerischer und deviatorischer Belastung oder bei sehr kleinen Dehnungen. Sie werden in Standard-Baugrundgutachten in der Regel noch nicht behandelt, auch weil deren Ermittlung spezielle theoretische Grundkenntnisse und Laborversuchstechniken erfordern. Darüber entsteht dann die bereits vielfach geführte Diskussion, ob die Anwendung höherwertiger Stoffmodelle sinn-

voll ist, wenn die Eingangsgrößen sowie deren Streuungen und Einflüsse auf die Berechnungsergebnisse nicht bekannt sind.

Wie in Abschnitt 8.4 noch gezeigt wird, sind die oben genannten Verbesserungen zwingend erforderlich, um komplexere, die Gebrauchstauglichkeit betreffenden Aufgaben im Grund- und Tunnelbau - wie beispielsweise Setzungsberechnungen - wirklichkeitsnah modellieren zu können. Daher wird in Abschnitt 8.2 auf die oben genannten Möglichkeiten detailliert eingegangen. Es wird jeweils ein allgemeiner theoretischer Überblick gegeben und anschließend werden Versuchstechniken zur Ermittlung der erforderlichen Eingangsgrößen beschrieben und gegebenenfalls Ergebnisse sowie deren Bandbreiten bzw. Streuungen am Beispiel des Münchner Baugrunds dargestellt. Abb. 8.2 gibt einen Überblick über die in Abschnitt 8.2 behandelten Methoden zur Ermittlung der erforderlichen Eingangsgrößen.

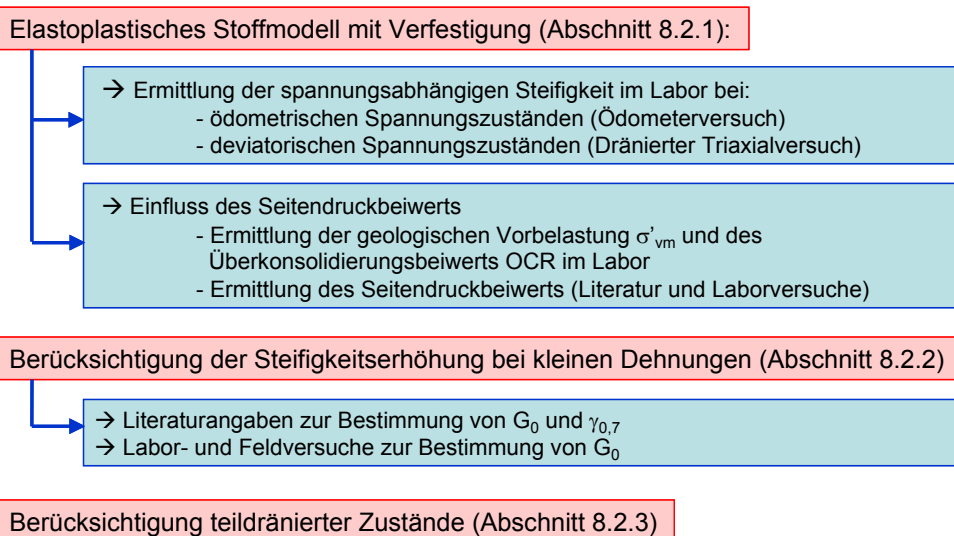


Abb. 8.2: Überblick und Gliederung der in Abschnitt 8.2 behandelten Methoden

In Abschnitt 8.3 werden anschließend mögliche Verfahren zur Berechnung von Vortrieben im Tunnelbau mit den entstehenden Setzungen beschrieben. Es wird unterschieden zwischen:

- 2D-FE-Berechnungen
- 3D-FE-Berechnungen
- 4D-FE-Berechnungen (Berücksichtigung der zeitlichen Entwicklung)

In Abschnitt 8.4 werden schließlich die Ergebnisse von Vergleichsberechnungen mit den 3 oben genannten Berechnungsverfahren unter Berücksichtigung der derzeitigen Möglichkeiten zur Baugrundssimulation (Abschnitt 8.2) dargestellt und in Abschnitt 8.5 hinsichtlich der Anwendbarkeit sowie der anzusetzenden Eingangsgrößen für die Berechnung von Setzungen im Tunnelbau gewertet.

## 8.2 Neuere Entwicklungen bei der Simulation des Baugrunds mit der FE-Methode

### 8.2.1 Elastoplastische Stoffmodelle mit Verfestigung

#### 8.2.1.1 Derzeitiger Entwicklungsstand

Nachfolgend wird kurz der derzeitige Entwicklungsstand von Stoffmodellen zur Simulation des Baugrunds mit der Finite-Element-Methode dargestellt. Hinsichtlich detaillierterer Ausführungen siehe beispielsweise Schweiger, 2008.

Im Gegensatz zu rein elastischen Stoffmodellen führte die Einführung von linear elastischen, ideal plastischen Stoffmodellen bereits zu einer wesentlichen Verbesserung, da mit derartigen Stoffmodellen die maximale Scherfestigkeit berücksichtigt wird. Die Stoffmodelle von Mohr-Coulomb für dränierte Bedingungen sowie von Tresca für undrained Bedingungen haben sich in der Praxis zur Betrachtung von Grenzzuständen als geeignet herausgestellt und sind wohl in allen Programmen enthalten. Das Spannungs-Verformungsverhalten vor dem Grenzzustand lässt sich mit diesen Stoffmodellen jedoch nur ungenügend beschreiben, wie die Rückrechnung von Triaxial- und Ödometerversuchen zeigt (s. Abb. 8.3).

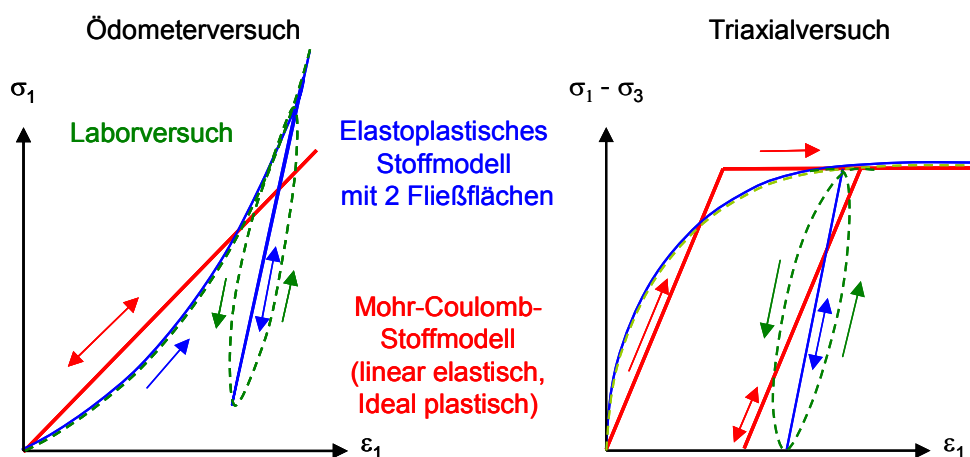


Abb. 8.3: Beschreibung eines Ödometer- und Triaxialversuchs mit Hilfe eines linear elastischen, ideal plastischen und eines elastoplastischen Stoffmodells mit Verfestigung

Eine wesentliche Weiterentwicklung stellen diesbezüglich die elastoplastischen Stoffmodelle mit Verfestigung, im englischsprachigen Raum auch als „hardening models“, oder ganz allgemein als „höherwertig“ bezeichneten Stoffmodelle dar. Elastoplastische Stoffmodelle mit einer Fließfläche, wie beispielsweise das Cam Clay Modell, berücksichtigen eine Verfestigung bei ödometrischer Beanspruchung, indem eine ödometrische Fließfläche und - für Beanspruchungen auf der Fließfläche, die sich dabei verschiebt, - plastische Dehnungen eingeführt wurden (Abb. 8.4a). Eine weitere Verbesserung wurde durch die Einführung einer zweiten Fließfläche bei deviatorischer Beanspruchung mit plastischen Dehnungen bei der Erstbelastung erreicht (siehe double hardening Modell in Abb. 8.4b).

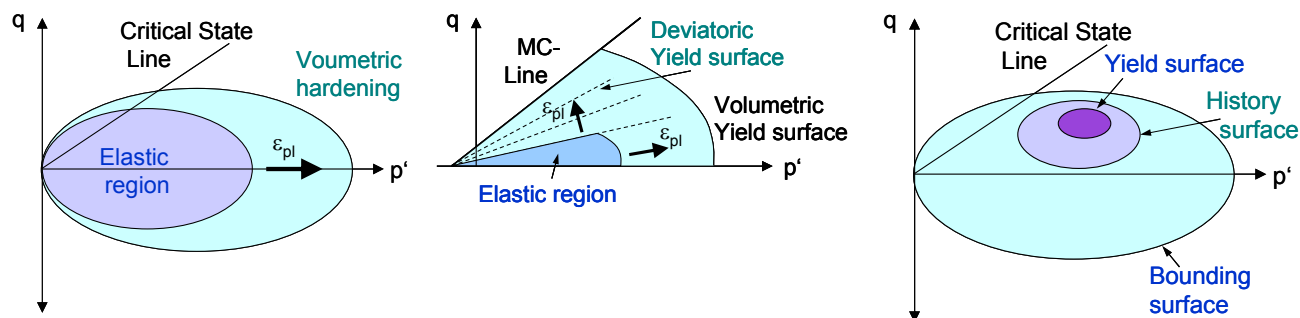


Abb. 8.4: Fließflächen beim: a) Modified Cam Clay model, b) double hardening model und c) kinematic hardening model (nach Schweiger, 2008)

Gegenüber dem linear elastischen, ideal plastischen Stoffmodell weist dieses elastoplastische Stoffmodell mit Verfestigung folgende entscheidende Verbesserungen auf (s. auch Abb. 8.3):

- spannungsabhängige Steifigkeit
- Unterscheidung zwischen Erst- und Ent- bzw. Wiederbelastung
- plastische Verformungen bei isotroper Erstbelastung
- plastische Verformungen bei deviatorischer Erstbelastung bereits vor dem Erreichen der Fließfläche

Derartige Modelle sind mittlerweile in verschiedenen Programmen implementiert und haben damit Eingang in die Berechnungspraxis gefunden.

Der Vollständigkeit halber sei erwähnt, dass Weiterentwicklungen hin zu „kinematischen hardening-Modellen (siehe Abb. 8.4c, Baudet und Stallebass, 2004) betrieben werden. Mit derartigen Modellen lassen sich beispielsweise granulare Verfestigungen und eine besondere „Spannungsgeschichte“ im Boden berücksichtigen. Sie sind sehr komplex, erfordern eine intensive Kenntnis über den Baugrund und Materialparameter, für deren Bestimmung kaum Erfahrungen vorliegen. Sie sind in kommerziell erhältlichen Programmen noch nicht implementiert und werden daher nachfolgend nicht berücksichtigt.

Die nachfolgend dargestellten Untersuchungen der Abschnitte 8.2.1 und 8.2.2 wurden im Rahmen verschiedener Projektbearbeitungen ausgeführt und sind in Pelz, Fillibeck und Vogt, 2009 veröffentlicht.

### 8.2.1.2 Theoretische Grundlagen

Das nachfolgend beschriebene und verwendete elastoplastische Stoffmodell mit isotroper Verfestigung (double hardening model) ist unter der Bezeichnung „Hardening Soil“ im FE-Programm PLAXIS implementiert. In ähnlicher Form ist es auch in anderen FE-Programmen enthalten. Nachfolgend wird die grundsätzliche Funktionsweise des Stoffmodells anschaulich beschrieben, ohne dass auf die Vollständigkeit der zur mathematischen Beschreibung erforderlichen Formeln Wert gelegt wird. Hierzu siehe beispielsweise Schanz, 1998 bzw. Brinkgreve und Broere, 2004.

Die Beschreibung der Grenzbedingung erfolgt nach Mohr-Coulomb mit den Scherparametern  $c'$  und  $\varphi'$  (s. Abb. 8.6). Neben dem Dilatanzwinkel  $\psi$ , der das volumetrische Dehnungsverhalten bei Schubbeanspruchung nahe des Grenzzustandes beschreibt, werden Eingangsgrößen zur Beschreibung der spannungsabhängigen Steifigkeit benötigt. Als Grundlage für die Beschreibung der

Steifigkeitserhöhung bei zunehmender Kompressionsbeanspruchung wird die Beziehung von Ohde, 1939 verwendet:

$$E = E_0 \left( \frac{p}{p_0} \right)^m \tag{Gl. 8.1}$$

Zur Unterscheidung zwischen primärer Kompressions- und Deviatorbeanspruchung sowie zwischen Erst- und Ent- bzw. Wiederbelastung werden im Stoffmodell Hardening Soil drei spannungsabhängige E-Moduln definiert:

Kompressive Erstbelastung  $E_{\text{oed}} = E_{\text{oed}}^{\text{ref}} \cdot \left( \frac{c' \cdot \cos \varphi' - \sigma'_1 \cdot \sin \varphi'}{c' \cdot \cos \varphi' + p^{\text{ref}} \cdot \sin \varphi'} \right)^m$  Gl. 8.2

Deviatorische Erstbelastung  $E_{50} = E_{50}^{\text{ref}} \cdot \left( \frac{c' \cdot \cos \varphi' - \sigma'_3 \cdot \sin \varphi'}{c' \cdot \cos \varphi' + p^{\text{ref}} \cdot \sin \varphi'} \right)^m$  Gl. 8.3

Ent- / Wiederbelastung  $E_{\text{ur}} = E_{\text{ur}}^{\text{ref}} \cdot \left( \frac{c' \cdot \cos \varphi' - \sigma'_3 \cdot \sin \varphi'}{c' \cdot \cos \varphi' + p^{\text{ref}} \cdot \sin \varphi'} \right)^m$  Gl. 8.4

Im Hinblick auf eine dimensionsgerechte Beschreibung ist für den jeweiligen E-Modul die Angabe einer Referenzsteifigkeit  $E^{\text{ref}}$  erforderlich, die bei der Referenzspannung  $p^{\text{ref}}$  gilt. Über den Exponenten  $m$  wird in Abhängigkeit von der größten ( $\sigma'_1$ ) bzw. kleinsten ( $\sigma'_3$ ) effektiven Hauptspannung die spannungsabhängige Steifigkeit gesteuert.

In Abb. 8.5 ist beispielhaft der Steifigkeitsverlauf bei deviatorischer Erstbelastung bei einer Referenzsteifigkeit von  $E_{50}^{\text{ref}} = 80 \text{ MN/m}^2$  und  $p^{\text{ref}} = 100 \text{ kN/m}^2$  für drei unterschiedliche Exponenten  $m$  grafisch dargestellt.  $E_{50}^{\text{ref}}$  ist als Sekantenmodul bei 50 % der maximalen Deviatorspannung  $q_f$  definiert.

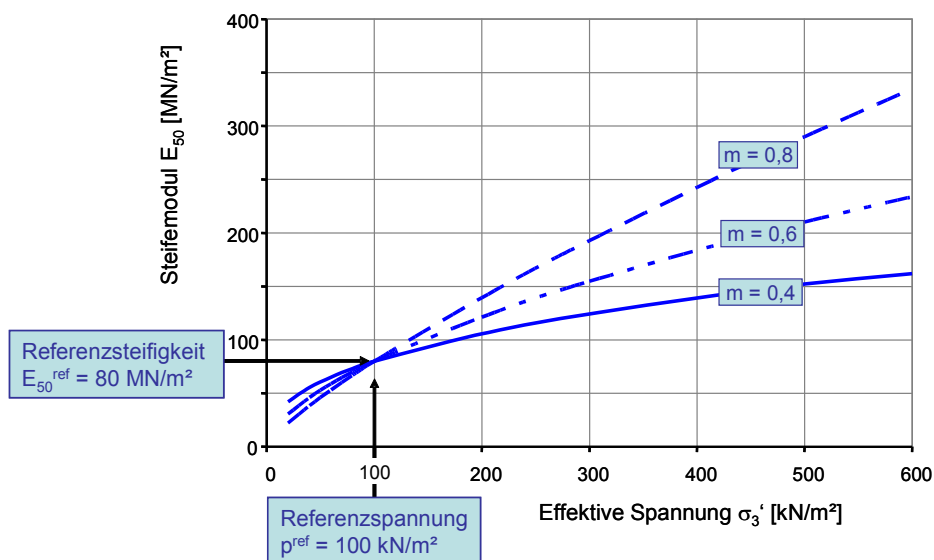


Abb. 8.5: Beispiel einer spannungsabhängige Steifigkeit bei deviatorischer Erstbelastung

Im Stoffmodell setzen sich bei Erstbelastung die entstehenden Dehnungen  $\varepsilon$  aus elastischen und plastischen Anteilen  $\varepsilon_e$  und  $\varepsilon_p$  zusammen. Bei Ent- und Wiederbelastung entstehen dagegen nur





Spannungspfade über die Fließflächen hinaus führen zur Erstbelastung, wobei die Fließflächen nach außen verschoben werden (Abb. 8.6). Die Dehnungen bei Erstbelastung besitzen elastische und plastische Anteile.

Mit der Fließfläche  $f^c$  werden die plastischen Dehnungen bei isotroper Belastung beschrieben. Zustände auf dieser Fließfläche sind durch gleiche volumetrische Dehnungen  $\varepsilon_v$  gekennzeichnet. Sie besitzt die Form einer Ellipse und lässt sich aus einer Ellipsengleichung ableiten (siehe Abb. 8.6). Dabei entspricht  $p_p$  der isotropen Vorkonsolidierungsspannung, die als Verfestigungsparameter verwendet wird. Der Faktor  $\alpha$  ist abhängig von  $K_0^{nc}$  sowie von dem Verhältnis zwischen  $E_{oed}^{ref}$  und  $E_{50}^{ref}$ .

Mit Hilfe der Fließfläche  $f^s$  werden die plastischen Schubverzerrungen  $\gamma^{ps}$  aus deviatorischer Erstbelastung beschrieben. Definitionsgemäß sind auf der jeweiligen Fließfläche  $f^s$  die plastischen Schubverzerrungen konstant.

Die Fließfläche  $f^s$  wurde aus der auf Kondner und Zelasko, 1963 zurückgehenden hyperbolischen Spannungs-Dehnungs-Beziehung abgeleitet, mit der drainierte triaxiale Spannungs-Dehnungskurven mit guter Übereinstimmung abgebildet werden können. Unter Vernachlässigung der Dilatanz, also der Vereinfachung, dass bei Scherbeanspruchung die plastischen volumetrischen Dehnungen  $\varepsilon_v^p$  vernachlässigt werden können, gilt:  $\gamma^{ps} \approx -2\varepsilon_1^p$ . Bei Erstbelastung ( $f^s = 0$ ) reduziert sich die in Abb. 8.6 angegebene Spannungs-Dehnungs-Beziehung auf die hyperbolische Beziehung:

$$-\varepsilon_1 = \frac{q_a}{2 \cdot E_{50}} \cdot \frac{q}{q_a - q} \quad \text{Gl. 8.9}$$

Diese Beziehung ist in Abb. 8.7 am Beispiel eines Triaxialversuchs grafisch dargestellt.

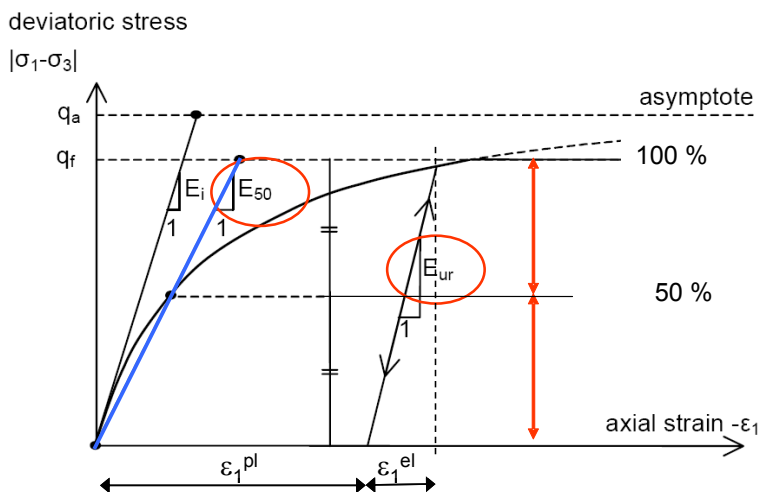


Abb. 8.7: Hyperbolische Spannungs-Dehnungs-Beziehung bei triaxialer Beanspruchung

Die bei Ent- und Wiederbelastung entstehenden elastischen Dehnungen werden nach Gl. 8.10 berechnet (siehe auch Abb. 8.7):

$$\varepsilon_1^e = \frac{q}{E_{ur}} \quad \text{und} \quad \varepsilon_2^e = \varepsilon_3^e = -\nu_{ur} \frac{q}{E_{ur}} \tag{Gl. 8.10}$$

Die Deviatorspannung nähert sich mit steigendem  $\varepsilon_1$  dem Wert  $q_a$ . Dieser korreliert über den Faktor  $1/R_f$  mit der maximal möglichen Deviatorspannung  $q_f$ . Nach Duncan und Chang, 1970 liegen typische Werte von  $R_f$  zwischen  $R_f = 0,75$  und  $R_f = 1,0$ . Oft wird  $R_f = 0,9$  angesetzt.

$$q_a = \frac{q_f}{R_f} \quad \text{und} \quad q_f = (c' \cdot \cot \varphi' + \sigma'_3) \frac{2 \cdot \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'} \tag{Gl. 8.11}$$

### 8.2.1.3 Versuchstechnische Ermittlung der spannungsabhängigen Steifigkeit

Eine ganz wesentliche Änderung gegenüber dem Stoffmodell nach Mohr-Coulomb ist, dass beim elastoplastischen Stoffmodell mit Verfestigung die Steifigkeit bei ödometrischer und deviatorischer Beanspruchung spannungsabhängig angegeben wird. Gerade zur Auswertung der deviatorischen Steifigkeit liegen erst wenige Erfahrungen vor. Daher wird nachfolgend die versuchstechnische Ermittlung und Auswertung der spannungsabhängigen Steifigkeit am Beispiel von Untersuchungen zum Münchner tertiären Ton dargestellt. Es werden folgende Versuchstechniken angewendet:

	Ödometrische Belastung	Deviatorische Belastung
Laborversuch	Ödometerversuch K <sub>0</sub> -Triaxialversuch	Dränierter Triaxialversuch
Feldversuch	Dilatometerversuch oder Seitendruckversuch	

Tab. 8.1: Verwendete Versuche zur Bestimmung der spannungsabhängigen Steifigkeit

Der spannungsabhängige Ödometermodul  $E_{oed}$  kann im Labor durch Ödometerversuche bzw. durch Bohrlochversuche (Dilatometer- oder Seitendruckversuche nach DIN 4095-5) bestimmt werden. Die Versuchsdurchführungen sind allgemein bekannt, so dass hierauf nachfolgend nicht weiter eingegangen wird. Weiterhin lässt sich  $E_{oed}$  im Labor auch aus K<sub>0</sub>-Triaxialversuchen ermitteln, wobei diese vergleichsweise aufwändige Versuchsdurchführung (s. Abschnitt 8.2.2.3) nur dann lohnenswert ist, wenn sie auch gleichzeitig zur Bestimmung des Seitendruckbeiwerts  $K_0$  benötigt wird.

Der E-Modul  $E_{50}$  bzw. Ent- und Wiederbelastungsmodul  $E_{ur}$  bei deviatorischer Beanspruchung lässt sich durch dränierter Triaxialversuche ermitteln. Die dränierten Triaxialversuche erfolgen nach DIN 18137-2, allerdings wird beim Abschervorgang die Probe vor Erreichen des Bruchzustandes bis auf  $q' \approx 0$  entlastet und anschließend bis zum Bruch wiederbelastet. In Abb. 8.8 sind beispielhaft 4 Einzeltriaxialversuche mit Ent- und Wiederbelastung an Münchner tertiären Tonproben bei unterschiedlichen Ausgangsspannungen dargestellt. Vorab wurden die Proben zunächst isotrop überkonsolidiert, um Einflüsse aus der Probennahme und Probenherstellung zu reduzieren. Die jeweilige Steigung der Kurvenabschnitte entspricht den gesuchten Steifemoduln. Da die untersuchten Proben überkonsolidiert sind, werden die Bezeichnungen "Rekonsolidierungsast" und "Ent- und Wiederbelastungsast" verwendet (vgl. Abschnitt 8.2.2.3).

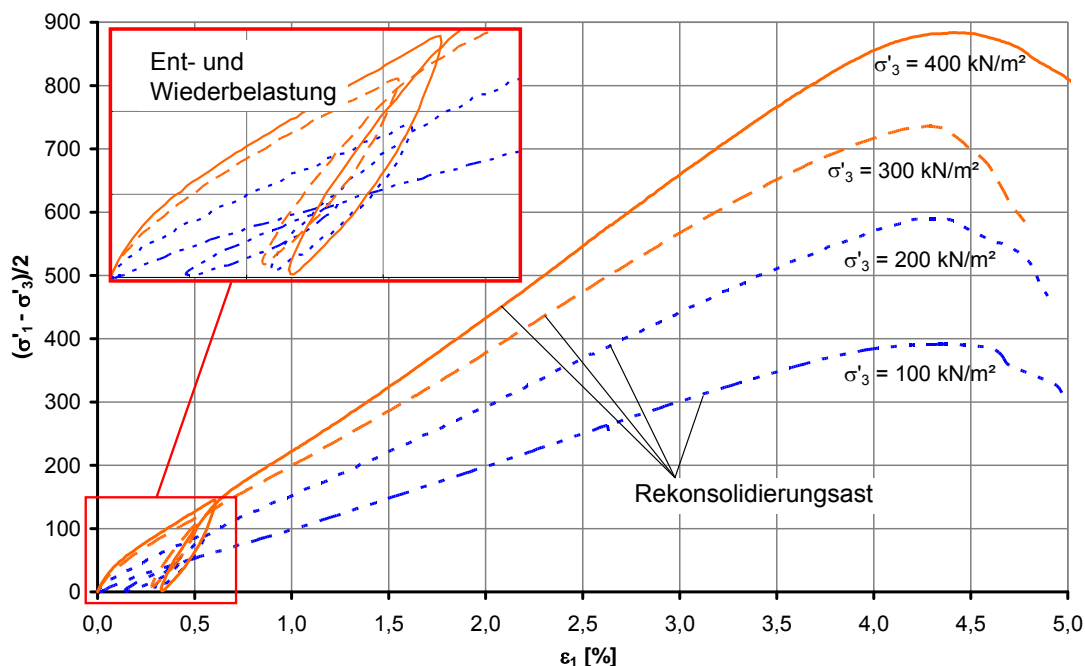
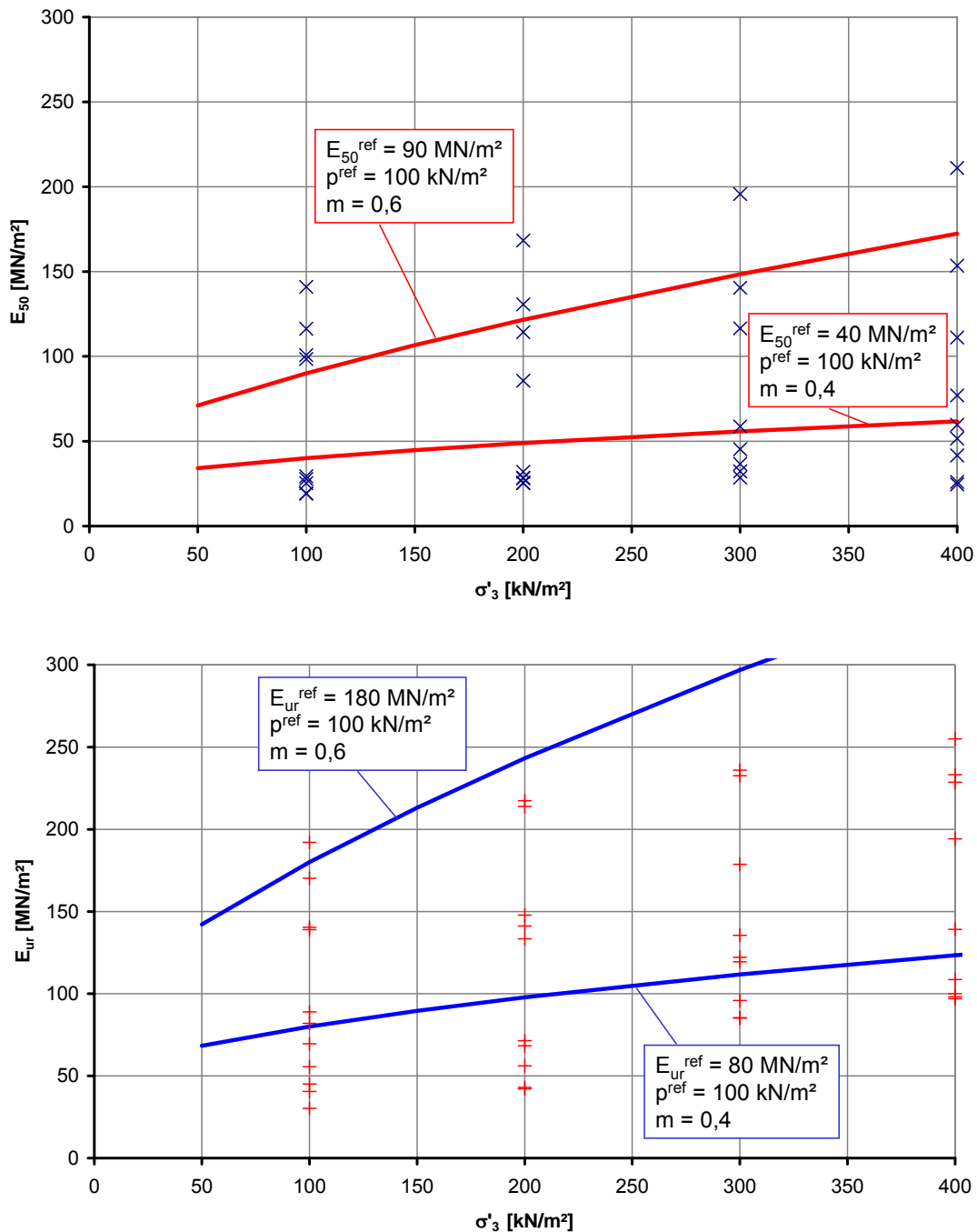


Abb. 8.8: Triaxialversuche mit Ent- und Wiederbelastung

Am Verlauf der Kurven ist ersichtlich, dass mit zunehmender Zeldruckspannung die Steifigkeit zunimmt. Aus den Ergebnissen der Einzelversuche werden anschließend die Parameter  $p_{ref}$ ,  $m$ ,  $E_{50,ref}$  und  $E_{ur}$  bestimmt, die dann bei der FE-Berechnung verwendet werden können.

In Abb. 8.9 sind die Ergebnisse verschiedener Triaxialversuche an tertiären Tonen aus München zusammengestellt. Sie streuen sehr stark. Dies lässt sich durch die Unterschiede bei der Plastizität und der Konsistenz sowie durch das Vorhandensein von Verfestigungen aber auch Bröckelstrukturen erklären. Es ist typisch für die Münchner tertiären Tone und Schluffe und ein gutes Beispiel dafür, dass - wie in der Natur häufig der Fall - der Baugrund nicht so homogen ist, wie er in der Berechnung in der Regel angenommen wird. Da die Eigenschaften engräumlich stark wechseln, wäre es zu stark auf der sicheren Seite liegend, nur die untersten Steifigkeitswerte zur Bestimmung oben genannter Eingangsgrößen für die FE-Berechnung zu berücksichtigen. Andererseits gibt es in München auch Bereiche mit insgesamt höherer bzw. niedrigerer Steifigkeit bzw. Konsistenzzahl, was bedeutet, dass die Steifigkeit auch lokal variiert. Aufgrund dessen wurden, wie in Abschnitt 8.2.5 noch im Detail beschrieben, 3 verschiedene Steifigkeitsbereiche definiert, die bei den Berechnungen mit höherwertigen Stoffmodellen in München im Vergleich berücksichtigt werden. Die oberste und unterste Grenze ist mit den Eingangsgrößen für die FE-Berechnung in Abb. 8.9 angegeben.

Abb. 8.9a und b: Spannungsabhängige Steifigkeit  $E_{50}$  und  $E_{ur}$  aus Triaxialversuchen

In Abb. 8.10 sind die Ergebnisse von Ödometerversuchen,  $K_0$ -Triaxialversuchen und Bohrlochaufweitungsversuchen zur Bestimmung der spannungsabhängigen, ödometrischen Steifigkeit  $E_{oed}$  zusammengestellt. Dabei wurde entsprechend DIN 4094-5 bei der Auswertung der Bohrlochaufweitungsversuche davon ausgegangen, dass der im mittleren Bereich des Entlastungsasts bestimmte Modul dem Elastizitätsmodul  $E$  entspricht. Weiterhin wurde die Querdehnzahl  $\nu = 0,25$  angenommen und der Wiederbelastungsast bei einem Spannungsniveau zwischen ca. 200 kN/m<sup>2</sup> und 800 kN/m<sup>2</sup> ausgewertet.

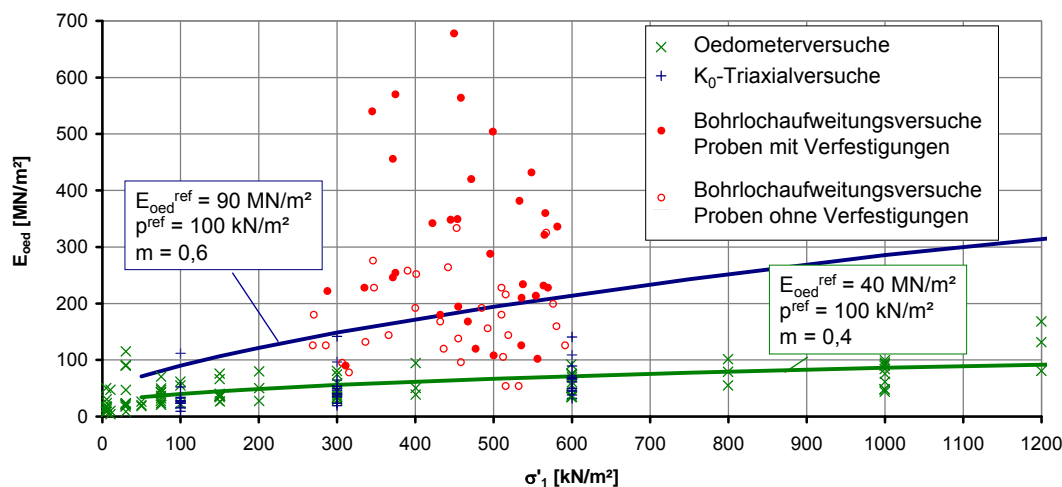


Abb. 8.10:  $E_{Oed}$  ermittelt aus Ödometer-  $K_0$ - und Bohrlochaufweitungsversuchen

Aus diesen Ergebnissen lässt sich schließen, dass - berücksichtigt man die Streuungen bei den einzelnen Versuchstechniken - die Ergebnisse der Laborversuche (Ödometer- und  $K_0$ -Triaxialversuche) insgesamt gut übereinstimmen. Weiterhin weisen bei den Bohrlochaufweitungsversuchen in situ die Proben mit Verfestigungen / Konkretionen erwartungsgemäß insgesamt deutlich höhere Steifigkeiten auf, als nicht verfestigte Proben. Schließlich sind im Vergleich die Steifigkeiten aus den Laborversuchen insgesamt deutlich niedriger als die der Bohrlochaufweitungsversuche in situ. Dies bestätigt Erfahrungen aus früheren Untersuchungen an Böden in München (v. Soos 1967) wie auch in Stuttgart (Wittke und Züchner, 2008). Mögliche Gründe hierfür sind, dass beim Ödometerversuch aufgrund der geringen Probenhöhe keine Versuche an verfestigten oder mit Konkretionen durchsetzten Proben durchgeführt werden. Damit wird mit den Ödometerversuchen nur das untere Steifigkeitsspektrum der tertiären Tone erfasst. Außerdem kann hierfür ursächlich sein, dass Böden bei sehr kleinen Dehnungen eine höhere Steifigkeit besitzen (siehe Abschnitt 8.2.3.1). Sehr kleine Dehnungen treten im Feldversuch, nicht aber im Laborversuch auf. Aufgrund dessen ergibt sich im Mittel bei der Auswertung der Feldversuche eine höhere Steifigkeit, die wohl auch realistischer ist.

Insgesamt zeigt sich auch hier wieder, dass die Ergebnisse stark streuen und daher, wie in Abschnitt 8.2.5 zusammenfassend beschrieben, Bandbreiten bei Berechnungen berücksichtigt werden müssen.

## 8.2.2 Berücksichtigung des Seitendruckbeiwerts

### 8.2.2.1 Zusammenhang zwischen Seitendruckbeiwert und Überkonsolidation

Anhand des Beispiels in Abschnitt 8.1 wurde bereits dargestellt, dass die Berücksichtigung des tatsächlich vorhandenen Seitendruckbeiwerts  $K_0$  im Primärspannungszustand eine ganz wesentliche Voraussetzung zur Berechnung realistischer Setzungsmulden mit der FE-Methode ist. Der Seitendruckbeiwert ist definiert als das Verhältnis zwischen der effektiven Horizontal- und Vertikalspannung im Ruhedruckzustand, von dem man im ungestörten, natürlich abgelagerten Boden ausgeht:

$$K_0 = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} \quad \text{Gl. 8.12}$$

Bei der Erstbelastung des Bodens (z.B. durch Überlagerung infolge Sedimentation) nehmen gemäß Abb. 8.11 die horizontalen Spannungen unter Berücksichtigung des Ruhedruckbeiwerts  $K_{0(nc)}$  mit den Vertikalspannungen linear zu (nc: normalkonsolidiert, Annahme eines ödometrischen Spannungszustands).  $K_{0(nc)}$  wird meist mit der bekannten Formel nach Jaky ermittelt (s. Gl. 8.13).

$$K_{0(nc)} = 1 - \sin\varphi' \quad \text{Gl. 8.13}$$

Wird ein Teil der vertikalen Überlagerung entfernt (z.B. durch Erosion), nehmen die Vertikalspannungen wieder entsprechend ab. In horizontaler Richtung entspannt sich allerdings das Gebirge nicht in gleichem Maße, es bleibt eine gewisse horizontale Verspannung im Boden erhalten. Dadurch erhöht sich der Seitendruckbeiwert. Er kann allerdings nie über den passiven Seitendruckbeiwert  $K_p$  anwachsen, da für diesen Fall die Mohr-Coulomb'sche Grenzbedingung erreicht wird und ein Scherbruch im Boden eintritt. Bei einer erneuten Erhöhung der Überlagerung (z.B. durch Sedimentation oder aber infolge Baumaßnahmen) nehmen sowohl die Vertikal- als auch die Horizontalspannungen wieder zu, wobei bis zum Erreichen der Erdruhedruckgeraden die vertikalen Spannungen stärker ansteigen als die horizontalen Spannungen (s. Abb. 8.11).

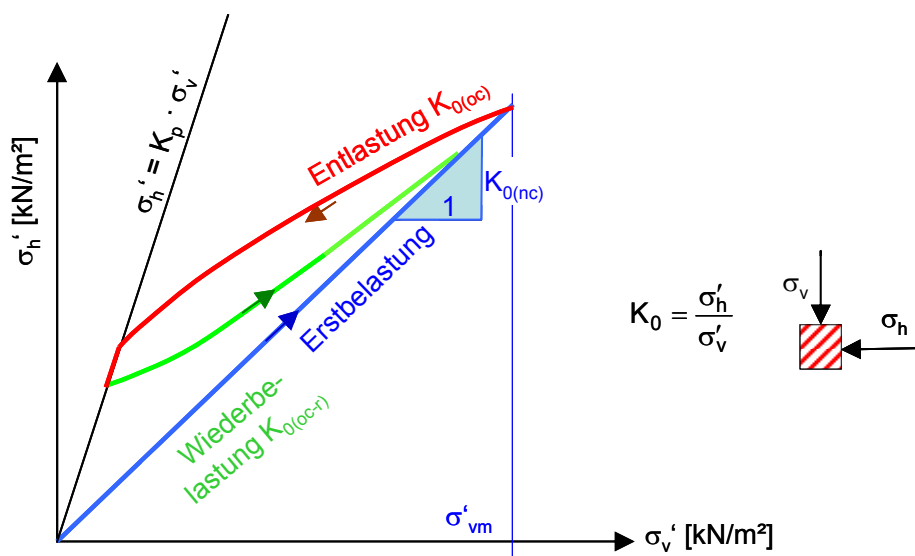


Abb. 8.11: Veränderung des Seitendruckbeiwerts bei der Be- und Entlastung

Im Entlastungs- bzw. Wiederbelastungsast ist der Seitendruckbeiwert somit von der Überkonsolidation abhängig, die mit dem Überkonsolidierungsgrad OCR beschrieben wird.

Der Überkonsolidierungsgrad entspricht dem Verhältnis der maximalen, jemals vorhandenen Vertikalspannung  $\sigma'_{vm}$  zur derzeitigen Vertikalspannung  $\sigma'_v$ . Die Spannung  $\sigma'_{vm}$  wird auch maximale Vorkonsolidierungsspannung oder geologische Vorbelastung genannt. Die Überlagerungsspannung wird mit  $\sigma'_ü$  bezeichnet (s. Gl. 8.14).

$$\text{OCR} = \frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_v} = \frac{\sigma'_v + \sigma'_ü}{\sigma'_v} \quad \text{Gl. 8.14}$$

Zur Ermittlung des Seitendruckbeiwerts  $K_{0(oc)}$  überkonsolidierter Böden wurden verschiedene empirisch ermittelte Ansätze veröffentlicht (Zusammenfassung siehe z.B. Fillibeck, 2009). Häufig ver-

wendete Ansätze sind nachfolgend wiedergegeben:

$$K_{0(oc)} = K_0 \cdot \sqrt{OCR} = (1 - \sin\varphi') \cdot \sqrt{OCR} \quad \text{Bellotti et al., 1975 und Breth et al., 1978} \quad \text{Gl. 8.15}$$

$$K_{0(oc)} = (1 - \sin(1,2 \cdot \varphi')) \cdot OCR^{\sin(1,2 \cdot \varphi')} \quad \text{Schmidt, 1966} \quad \text{Gl. 8.16}$$

$$K_{0(oc)} = (1 - \sin\varphi') \cdot OCR^{\sin\varphi'} \quad \text{Mayne et al., 1982} \quad \text{Gl. 8.17}$$

$$K_{0(oc)} = K_{0(nc)} \cdot OCR^\lambda \quad \text{Alpan, 1967} \quad \text{Gl. 8.18}$$

für Tone gilt:

$$K_{0(nc)} = 0,19 + 0,233 \cdot \log I_p \quad \text{Gl. 8.19}$$

$$\lambda = \frac{10^{\frac{-I_p}{289}}}{1,85} \quad \text{Gl. 8.20}$$

$I_p$ : Plastizitätszahl [%]

Obige Formeln geben Seitendruckbeiwerte für die Entlastung an. Für die Ent- und Wiederbelastung haben Mayne et al., 1982 folgenden Ansatz vorgeschlagen:

$$K_{0(oc-r)} = (1 - \sin\varphi') \cdot \left( \frac{OCR}{OCR_{max}^{(1-\sin\varphi')}} + \frac{3}{4} \left( 1 - \frac{OCR}{OCR_{max}} \right) \right) \quad \text{Gl. 8.21}$$

mit  $OCR_{max} = \frac{\sigma'_{vm}}{\min \sigma'_v}$        $\min \sigma'_v = \text{Min. Vertikalspannung bei der Entlastung}$       Gl. 8.22

Dabei wird ein lineares Verhältnis zwischen dem Anstieg der horizontalen und der vertikalen Spannung in der Wiederbelastungsphase angenommen. Der Seitendruckbeiwert  $K_0$  ist bei der Wiederbelastung bei gleichem OCR geringer als bei der Entlastung.

Um nun den Seitendruckbeiwert des überkonsolidierten Bodens bestimmen zu können, muss zunächst die maximale Vorkonsolidierungsspannung (geologische Vorbelastung) ermittelt werden. In nachfolgendem Abschnitt werden 3 Verfahren hierzu vorgestellt. Anschließend kann dann anhand der vorgenannten Gleichungen oder, wie im nachfolgenden Abschnitt ausgeführt, direkt über  $K_0$ -Triaxialversuche der Seitendruckbeiwert des überkonsolidierten Bodens bestimmt werden. Das Vorgehen ist in Abb. 8.12 zusammengefasst.

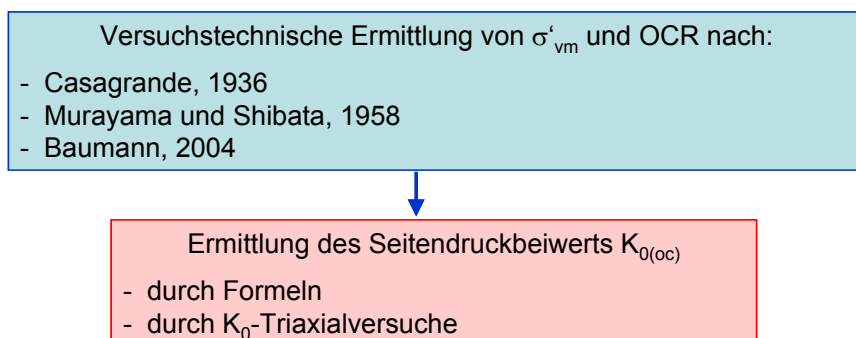


Abb. 8.12: Nachfolgend beschriebenes Vorgehen zur Ermittlung von  $K_{0(oc)}$

Die Beschreibung zur versuchstechnischen Ermittlung der geologischen Vorbelastung sowie des Seitendruckbeiwerts durch  $K_0$ -Triaxialversuche erfolgt wieder anhand von Ergebnissen an Münch-



ner tertiären Tonen.

### 8.2.2.2 Laborversuche zur Ermittlung der maximalen geologischen Vorbelastung

Die maximale geologische Vorbelastung entstand in München nicht, wie sonst häufig der Fall, durch Eisüberlagerung, sondern durch eine ehemals erhöhte und nachträglich dann erodierte Geländeoberfläche im Tertiär. Im Quartär wurde das Gelände dann wieder bis zur heutigen Geländeoberfläche aufgeschottert. Dementsprechend befindet sich das tertiäre Gebirge in München hinsichtlich der Spannungsgeschichte auf dem Wiederbelastungsast (s. Abb. 8.13).

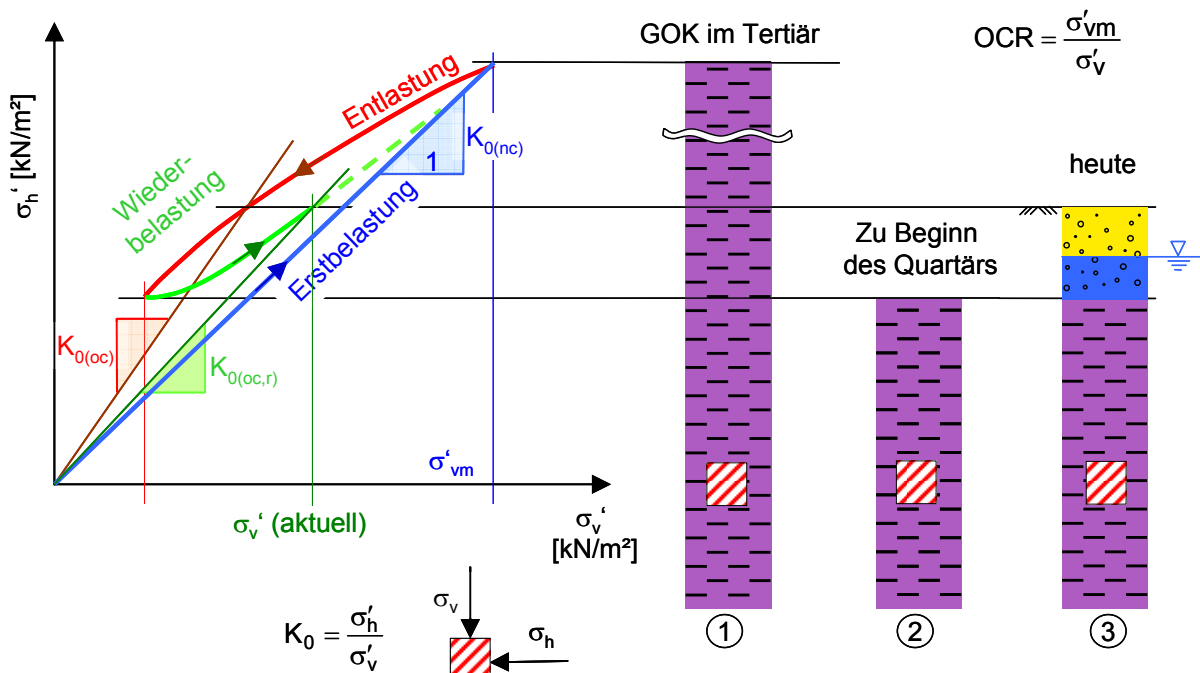


Abb. 8.13: Spannungspfad bei der Erst-, Ent- und Wiederbelastung des Münchner Tertiärs

Zur Bestimmung des Überkonsolidierungsverhältnisses eignet sich der Kompressionsversuchsstand, da - wie in situ - zu jedem Zeitpunkt die  $K_0$ -Bedingung der verhinderten Seitendehnung gegeben ist. Bei allen nachfolgend beschriebenen Versuchstypen wird die Eigenschaft genutzt, dass bei Überschreitung der maximalen geologischen Vorbelastung eine Änderung des Spannungs-Dehnungsverhaltens auftritt.

Bei der bekanntesten Methode nach Casagrande, 1936 wird ein Kompressionsversuch mit Wiederbelastung an ungestörten Proben im Kompressionsversuch durchgeführt (s. Abb. 8.14). Zunächst wird die Kompressionsgerade (I) durch eine ausreichende Anzahl an Versuchspunkten im Bereich großer Spannungen bestimmt und für den Bereich kleiner Spannungen extrapoliert. Am Belastungsast (II) wird der Punkt (T) mit der größten Krümmung bestimmt und eine Tangente sowie eine horizontale Gerade durch den Punkt (T) gelegt. Die Winkelhalbierende zwischen diesen beiden Geraden schneidet am Schnittpunkt C die Kompressionsgerade (I) und dieser Punkt definiert annähernd die maximale Spannung  $\sigma'_{vm}$ , unter der der Boden ehemals konsolidiert ist.

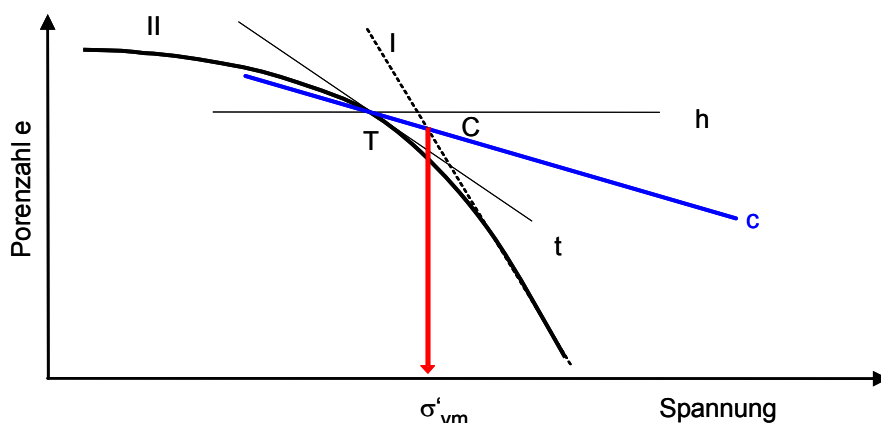


Abb. 8.14: Bestimmung der ehemaligen Konsolidierungsspannung  $\sigma'_{vm}$  nach Casagrande, 1936

Dieses Verfahren berücksichtigt nicht, dass sich während der Probenentnahme und während des Einbaus in das Versuchsgerät die ursprünglichen Spannungsverhältnisse temporär ändern und die Probe unkontrolliert entspannen kann. Damit ergeben sich insbesondere bei Böden mit hoher Konsistenzzahl / Lagerungsdichte Ergebnisverfälschungen.

Baumann, 2004 umgeht dieses Problem im Rahmen von Untersuchungen zur geologischen Vorbelastung im Mangfalltal, indem er annimmt, dass die in größerer Tiefe entnommenen Proben wassergesättigt sind. Dadurch lässt sich über den Wassergehalt  $w$  die Porenzahl der Probe in situ ermitteln (s. Gl. 8.23). Weiterhin wird der Kompressionsbeiwert  $C_C$  am Erstbelastungsast und der Schwellbeiwert  $C_S$  am Ent- bzw. Wiederbelastungsast bestimmt und angenommen, dass der Schwellbeiwert  $C_S$  unabhängig vom Spannungsniveau konstant ist.

$$\text{Für } S_r = 1 \text{ gilt: } e = e_w = w \cdot \frac{\rho_s}{\rho_w} \quad \text{Gl. 8.23}$$

Der Ist-Zustand der Probe im Feld kann nach Baumann, 2004 nur mit einem Spannungspfad erreicht werden, der aus einer Erstbelastung bis zu der zu ermittelnden Maximalspannung  $\sigma'_{vm}$  und anschließend aus einer Entlastung / Wiederbelastung bis zu einer Spannung, die sich aus der heutigen Überlagerungshöhe ergibt, resultiert. Mit der bekannten aktuellen Überlagerungsspannung  $\sigma'_v$  und der aus dem Wassergehalt rückgerechneten Porenzahl lässt sich  $\sigma'_{vm}$  ermitteln. Dadurch ist die Lage der zugehörigen, durch den Schwellbeiwert bestimmten Geraden definiert (s. Abb. 8.15). Die maximale Vorkonsolidierungsspannung  $\sigma'_{vm}$  ergibt sich im Schnittpunkt der Geraden, die durch den Kriechbeiwert  $C_C$  und Schwellbeiwert  $C_S$  beschrieben werden.

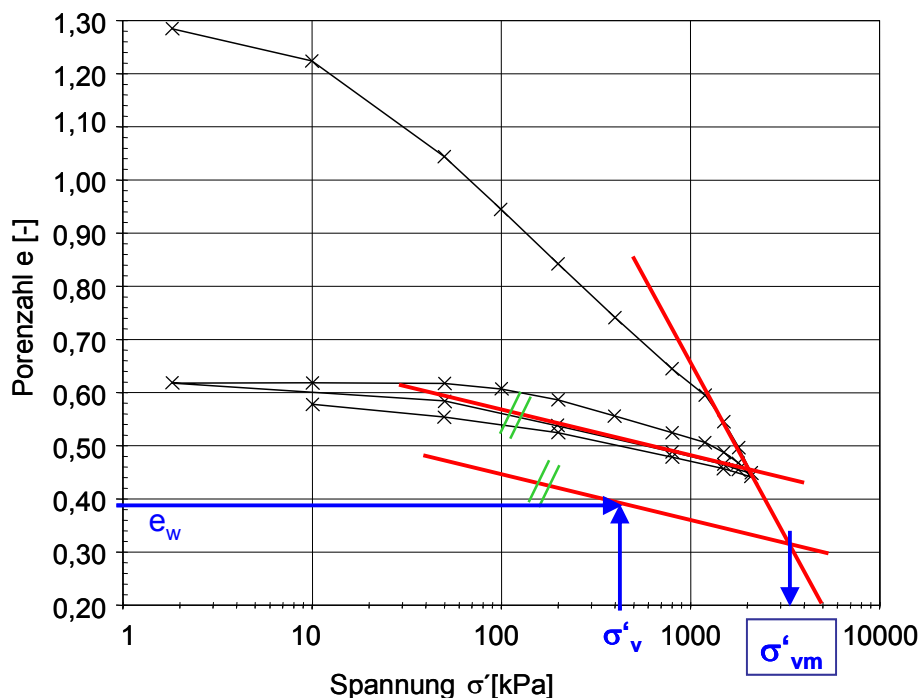


Abb. 8.15: Bestimmung der Überkonsolidierungsspannung mit dem Kompressions- und Schwellbeiwert

Beide Verfahren wurden im Rahmen von Untersuchungen zur geologischen Vorbelastung in München angewendet (Schwarz, 2004), wobei sich herausstellte, dass die Bandbreite der Untersuchungsergebnisse unbefriedigend hoch war. Bei der in München vorliegenden hohen Vorkonsolidierungsspannung sind die Verfahren aufgrund der halblogarithmischen Darstellung in Verbindung mit vorhandenen Unzulänglichkeiten bei der zeichnerischen Ermittlung und natürlichen, geologischen Streuungen nicht geeignet.

Als letztlich geeignet hat sich ein bisher wenig bekanntes Verfahren von Murayama und Shibata, 1958 herausgestellt. Hierbei wird das Zeit-Zusammendrückungsverhalten während der Sekundärsetzung nach Abschluss der Primärsetzung für verschiedene Laststufen beobachtet. Im halblogarithmischen Zeit- Zusammendrückungsdiagramm wird die Neigung der Sekundärsetzung durch den Kriechbeiwert  $C_\alpha$  ausgedrückt:

$$C_\alpha = \frac{\Delta e}{\log \frac{t_2}{t_1}} \tag{Gl. 8.24}$$

Nach Murayama und Shibata ist bei Erstbelastungen ( $OCR = 1$ ) der Kriechbeiwert  $C_\alpha$  unabhängig von der Konsolidationsspannung. Bei Wiederbelastungen sinkt er mit steigendem OCR. Wird der Kriechbeiwert  $C_\alpha$  für jede Laststufe mit der dazugehörigen Vertikalspannung in einem  $\sigma$ - $C_\alpha$ -Diagramm eingetragen, erhält man die höchste ehemalige Vertikalspannung  $\sigma'_{vm}$  am Knick. Beispielfhaft ist das Ergebnis eines Laborversuchs in Abb. 8.16 grafisch dargestellt.

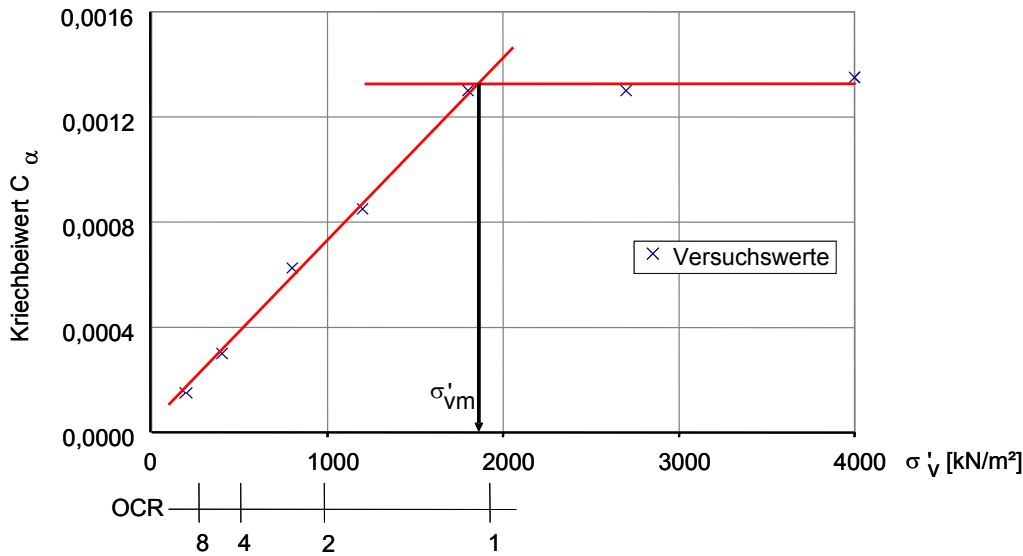


Abb. 8.16: Beispiel zur Bestimmung der geologischen Vorbelastung mit dem Kriechbeiwert  $C_{\alpha}$

Im Rahmen von Projektuntersuchungen für eine Großbaumaßnahme in München wurden verschiedene derartige Versuche durchgeführt und ausgewertet (Pelz et al., 2009). Demnach betrug die im Münchner Tertiär ehemals vorhandene Überlagerung unter der Annahme eines damaligen Grundwasserspiegels bis GOK und  $\gamma' = 12 \text{ kN/m}^3$  etwa 100 m bis 160 m (Mittelwert: 130 m). Aus dem Mittelwert der ehemaligen Überlagerungsspannung  $\sigma'_{\bar{u}}$  kann nun in Abhängigkeit von der derzeit wirkenden effektiven Vertikalspannung  $\sigma'_v$  das mittlere Überkonsolidierungsverhältnis OCR mit folgender Formel für Böden im Münchener Tertiär beschrieben werden.

$$\text{OCR} = \frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_v} = \frac{\sigma'_{\bar{u}}}{\sigma'_v} + 1 = \frac{1550 \text{ kN/m}^2}{\sigma'_v} + 1 \quad \text{Gl. 8.25}$$

Damit lässt sich bei bekanntem  $\sigma'_v$  der OCR-Wert berechnen. In Abb. 8.17 sind die im Versuch ermittelten OCR-Werte in Abhängigkeit von der Tiefe dargestellt. Dabei wurde für die Berechnung von  $\sigma'_v$  ein Grundwasserstand von 5 m unter GOK und eine Quartärüberdeckung von 10 m angesetzt.

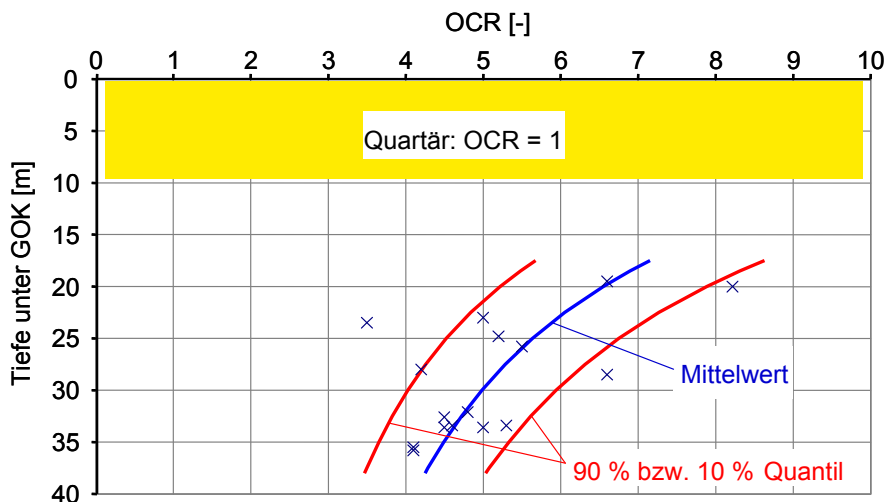


Abb. 8.17: OCR im Münchener Tertiär in Abh. von der Tiefe unter GOK

An den Ergebnissen erkennt man, dass insbesondere bei geringer Überdeckung die OCR-Werte streuen. Dies liegt unter anderem daran, dass die tertiären Tone in ihren Eigenschaften nicht homogen sind. Hierauf wird im nächsten Abschnitt noch detaillierter eingegangen. Allerdings muss man sich auch vergegenwärtigen, dass mit der Versuchstechnik Eigenschaften ermittelt werden, die dem Boden vor vielen Millionen Jahren eingeprägt wurden. Es ist durchaus möglich, dass sich in der Zwischenzeit unterschiedliche Spannungszustände oder anderweitige Veränderungen ergeben haben, die das Ergebnis beeinflussen. Die Streuungen sind daher auch beim Seitendruckbeiwert  $K_{0(oc)}$  zu erwarten.

### 8.2.2.3 Versuchstechnische Ermittlung des Seitendruckbeiwerts überkonsolidierter Böden

Da der  $K_{0(oc)}$ -Wert nicht nur auflast- sondern auch bodenabhängig ist und erst vergleichsweise wenige Versuchsergebnisse vorliegen, erscheint es für größere Bauvorhaben geboten, den Seitendruckbeiwert  $K_{0(oc)}$  nicht nur mit den bekannten Zusammenhängen gemäß Gl. 8.15 bis Gl. 8.21 sondern auch durch zusätzliche  $K_0$ -Laborversuche zu ermitteln. Dabei wird der Seitendruck unter der Simulation eines großflächigen Bodenauf- oder -abtrags bestimmt. Hierzu kommen Triaxial- oder Ödometerversuchsstände zur Anwendung.

Beim Ödometerversuchsstand (s. z.B. Brooker und Ireland, 1965 oder Calhoun und Triantafilidis, 1969) ist die Horizontalverformung durch die Seitenwandung verhindert. Das Problem besteht in der genauen Messung des Seitendrucks. Bei der Versuchsdurchführung im Triaxialversuchsstand (s. z.B. Bishop und Henkel, 1962 oder Mader, 1989) wird dagegen bei einer Änderung der Vertikalspannung  $\sigma_v'$  der auf die Probe wirkende Seitendruck  $\sigma_h'$  so gesteuert, dass keine Horizontalverformungen entstehen. Diese Steuerung ist schwierig, allerdings besteht der wesentliche Vorteil darin, dass keine Schubspannungen zwischen Probe und Stützung auftreten und insgesamt zylindrische Proben mit einer deutlich größeren Probenhöhe untersucht werden können. Diese Vorteile überwiegen, so dass nachfolgend lediglich  $K_0$ -Versuche im Triaxialversuchsstand vorgestellt werden.

Die Steuerung der Horizontalspannung zur Verhinderung von horizontalen Verformungen kann auf zwei unterschiedliche Weisen erfolgen:

- Steuerung des Probenvolumens mit Hilfe einer Innenzelle (s. Abb. 8.18a)
- Steuerung anhand direkter Messung des Probendurchmessers (s. Abb. 8.18b)

Beide Verfahren stehen am Zentrum Geotechnik der TU München zur Verfügung und es werden nachfolgend kurz die mit beiden Techniken gesammelten Erfahrungen zusammengefasst.

Zu Steuerung des Probenvolumens ist eine Innenzelle erforderlich, da nicht verhindert werden kann, dass sich mit der Änderung des Zellendrucks auch das Volumen der Außenzelle ändert.

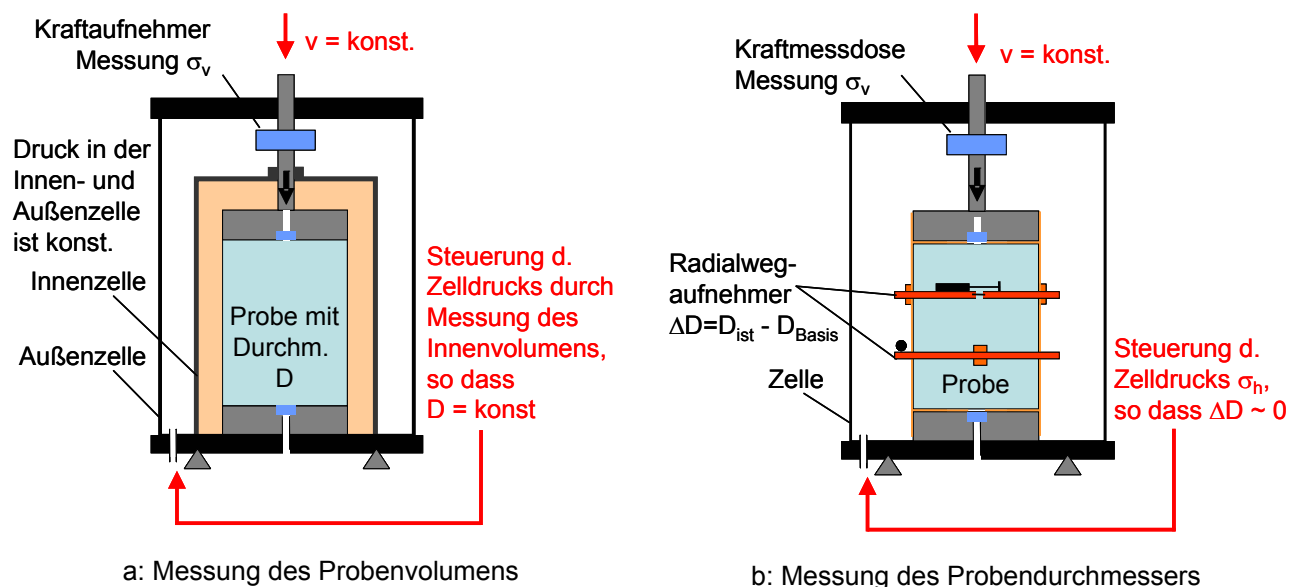


Abb. 8.18:  $K_0$ -Triaxialversuchsstand mit a) Messung des Probenvolumens durch eine Innenzelle oder b) mit Messung des Probendurchmessers mit Radialwegaufnehmern

Das Prinzip ist, dass der Zelldruck innerhalb der Innen- und Außenzelle jeweils konstant ist, so dass sich bei der Änderung des Zellendrucks das Zellvolumen der Innenzelle nicht ändert, sofern der Durchmesser des Belastungsstempels dem Probendurchmesser entspricht. Die praktische Umsetzung birgt jedoch Schwierigkeiten, wie sich anhand einer Zellenentwicklung für Proben mit einem Durchmesser  $\geq 70$  mm zeigte. Es sind dies:

- Reibungsverluste bei der Durchdringung der Innenzelle mit dem Belastungsstempel
- 100 %-ige Entlüftung der Innen- und Außenzelle, auch bei längerer Versuchsdurchführung
- Gezielte Steuerung des Innenzellenvolumens, wenn der Durchmesser des bewegten Belastungsstempels nicht dem Probendurchmesser entspricht.
- Messung und Steuerung des Zelleninnen- und außendruckes. (Innen- und Außenzelle sind nicht miteinander verbunden).

Die Steuerung über das Probenvolumen hat sich insgesamt als sehr komplex und fehleranfällig herausgestellt, so dass für die nachfolgend dargestellten, im Rahmen eines Münchner Großprojekts ausgeführten  $K_0$ -Versuche die Steuerung des Seitendrucks anhand der direkten Messung des Probendurchmessers mit Radialwegaufnehmern erfolgte. Um den Einfluss von Inhomogenitäten innerhalb der Probe gering zu halten, wurde der Probendurchmesser mittels Wegaufnehmern an 2 Stellen auf Höhe der Drittelpunkte der Probe, um  $90^\circ$  verdreht gemessen. Der Versuchsaufbau ist in Abb. 8.18b schematisch dargestellt.

Die Versuche erfolgten an gedrungenen Proben mit  $h / D = 1$  und  $h = 10$  cm unter Ausschaltung der Endflächenreibung gemäß DIN 18137. Details zur Versuchsdurchführung sind in Pelz et al., 2009 beschrieben.

In Abb. 8.19 ist beispielhaft der Verlauf eines  $K_0$ -Triaxialversuchs an einer vermeintlich ungestörten Probe aus dem tertiären Ton Münchens in einem  $\sigma'_v$ - $\sigma'_h$ -Diagramm grafisch dargestellt. Der Spannungspfad vom Startpunkt nach Abschluss einer isotropen Konsolidation bis zum Erreichen der maximalen vertikalen Spannung  $\sigma'_{vm}$  wird als "Rekonsolidierungsast" bezeichnet. Auch bei größt-

möglicher Sorgfalt bei der Probennahme und beim Einbau der Probe in die Triaxialanlage kann nicht verhindert werden, dass die Probe entspannt und gestört wird, wenngleich eine gewisse Vorspannung erhalten bleibt. Daher handelt es sich weder um einen reinen erst-, noch um einen präzise definierten überkonsolidierten Zustand. Nach dem Verlauf des Belastungsasts und der Größenordnung des Seitendruckbeiwerts entspricht im Beispiel der Zustand bei Rekonsolidierungsbelastung eher demjenigen eines normalkonsolidierten Bodens. Allerdings weist die Probe eine höhere Dichte auf.

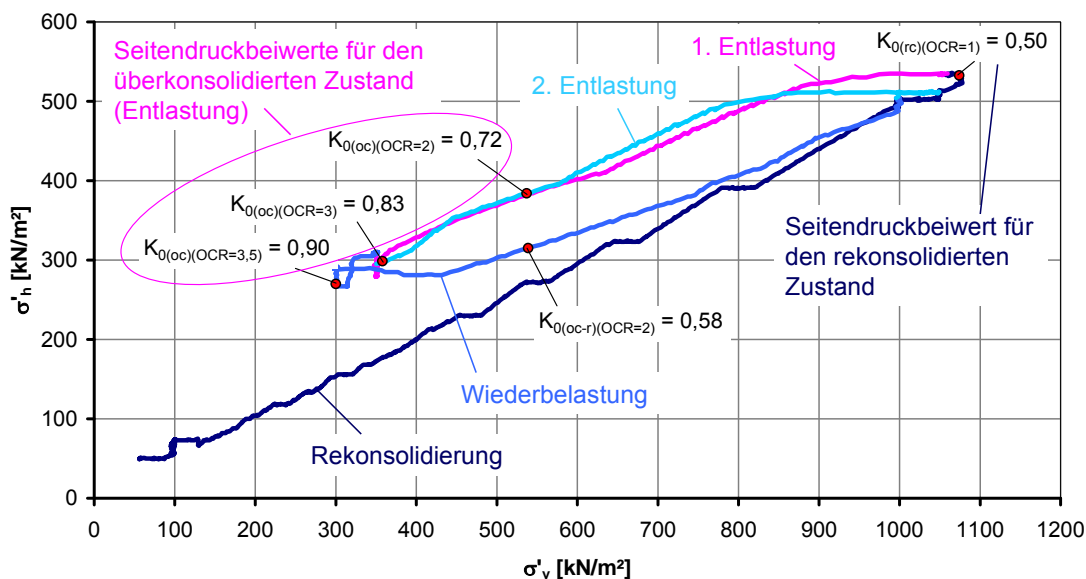


Abb. 8.19: Ergebnis eines  $K_0$ -Versuchs an einem Münchner Tertiärton

Das Seitendruckverhältnis  $\sigma'_h / \sigma'_v$  bei der maximalen vertikalen Spannung  $\sigma'_{vm}$  während der Rekonsolidierungsbelastung wird definiert als Seitendruckbeiwert  $K_{0(rc)}$ .

Nach der Rekonsolidierung wird die Probe vertikal entlastet. Dieser Spannungspfad wird als "Entlastungsast" bezeichnet. Zu jedem Punkt auf dem Entlastungsast kann der Seitendruckbeiwert  $K_{0(oc)}$  in Abhängigkeit vom Überkonsolidierungsverhältnis OCR bestimmt werden. Die minimale Vertikalspannung am Ende der Entlastung wird  $\min \sigma'_v$  bezeichnet. Anschließend erfolgt eine Wiederbelastung zur Beschreibung des Seitendruckbeiwerts  $K_{0(oc-r)}$  bis zur maximalen Vertikalspannung  $\sigma'_{vm}$  mit anschließender erneuter Entlastung. Wie Abb. 8.19 zu entnehmen, liegen die beiden Entlastungsäste übereinander, so dass daraus unter Berücksichtigung des tatsächlich vorhandenen Überkonsolidierungsverhältnisses OCR und des maximal vorhandenen Überkonsolidierungsverhältnisses  $OCR_{max}$  der relevante Seitendruckbeiwert abgeleitet werden kann.

Nun stellt sich insbesondere für inhomogene Böden die kritische Frage, ob sich im Laufe von Jahrtausenden nach der Entlastung langfristig nicht eine Veränderung der Spannungsverhältnisse ergibt. Bjerrum, 1973 hat bei seinen Untersuchungen hierzu festgestellt, dass insbesondere Böden, die zwischenzeitlich diagenetische Bindungen erhalten haben, bei Entlastung ein anderes Verhalten aufweisen als ohne diagenetische Bindungen. Derartige Bindungen können, wie in tertiären Tonen in München bekannt, beispielsweise durch Ausfällung gelöster Mineralien wie z.B. Kalk entstehen. Bei Böden mit diagenetischen Bindungen werden bei einer  $K_0$ -Entlastung erfahrungsgemäß geringere effektive Horizontalspannungen gemessen. Aufgrund dessen wurde bei der

Auswertung der Versuche zwischen Böden mit und ohne Verfestigungen bzw. Kalkkonkretionen unterschieden.

In Abb. 8.20 ist die Bandbreite der Versuchsergebnisse grafisch dargestellt. Der Seitendruckbeiwert überkonsolidierter Böden mit Verfestigungen / Konkretionen ist, wie nach den Ergebnissen von Bjerrum, 1967 zu erwarten, deutlich geringer als bei überkonsolidierten Böden ohne Verfestigungen / Konkretionen.

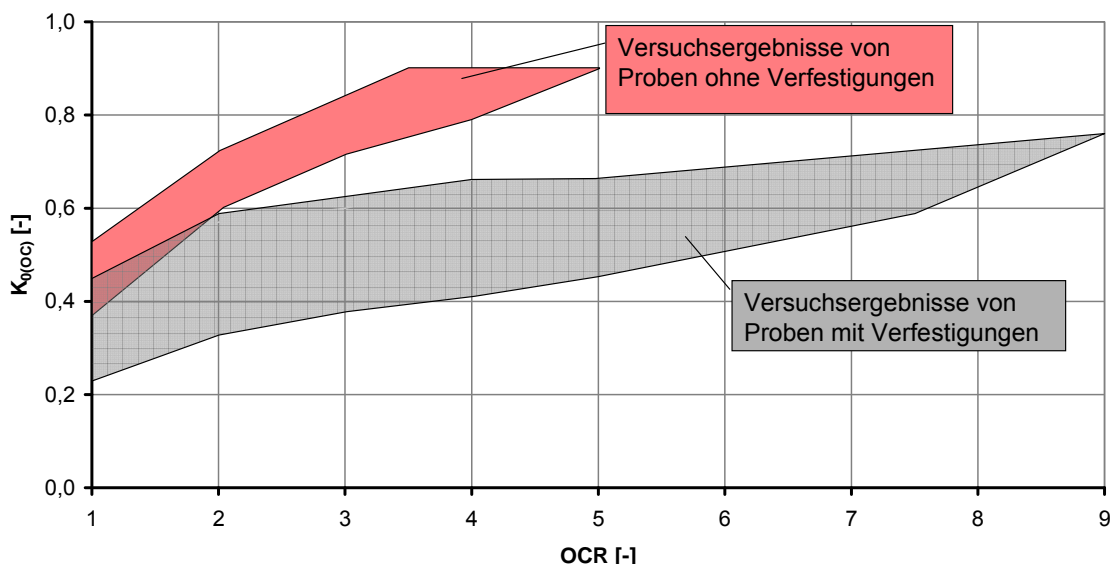


Abb. 8.20: Ergebnisse von K<sub>0</sub>-Triaxialversuchen mit und ohne Verfestigungen / Konkretionen

Mit diesen Ergebnissen wurde der Ansatz nach Alpan, 1967 erweitert und damit zwischen Ent- und Wiederbelastung und zwischen Proben mit und ohne Verfestigungen / Konkretionen unterschieden (s. Pelz et al. 2009):

$$K_0 = a \cdot (0,19 + 0,233 \cdot \log I_p) \cdot \left( \frac{OCR^{1+\lambda} - OCR}{OCR_{max}} + 1 \right) \quad \text{Gl. 8.26}$$

mit  $a = 1,00$  für Proben ohne Verfestigungen / Konkretionen  
 $a = 0,65$  für Proben mit Verfestigungen / Konkretionen

$$OCR = \frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_v} = \frac{\sigma'_v + \Delta\sigma'_v}{\sigma'_v} \quad \text{Gl. 8.27}$$

$$OCR_{max} = \frac{\sigma'_{vm}}{\min \sigma'_v} \quad \text{Gl. 8.28}$$

$$\lambda = \frac{10^{-I_p}}{1,85} \quad \text{und } I_p \text{ [%] (Konstante nach Alpan)} \quad \text{Gl. 8.20}$$

Die Formel ist für die Erstbelastung, die Entlastung und die Wiederbelastung gültig. Sie beschreibt 3 Bereiche, denn bei Erstbelastung ist  $OCR = 1$ , bei Entlastung ist  $OCR = OCR_{max} > 1$  und bei Wiederbelastung ist  $OCR_{max} > OCR > 1$ . Sie gilt für alle feinkörnigen Böden.

Beispielhaft ist der Verlauf der Horizontalspannungen mit obigem Ansatz im Vergleich zum Ergeb-



nis eines  $K_0$ -Triaxialversuchs in Abb. 8.21 dargestellt. Es ergibt sich eine gute Übereinstimmung.

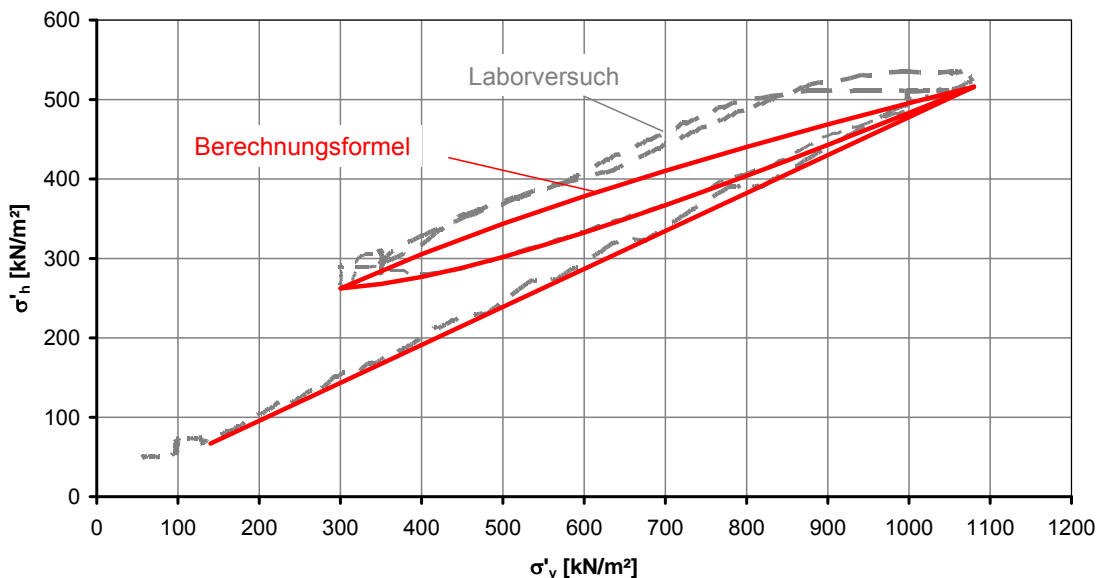


Abb. 8.21: Vergleich zwischen berechnetem und im Laborversuch ermitteltem Spannungspfad eines  $K_0$ -Versuchs

Um die Größe des Seitendruckbeiwerts für die nachfolgenden Vergleichsberechnungen festlegen zu können, werden nachfolgend die Versuchsergebnisse am Münchner Tertiärton ausgewertet. Es wird angenommen, dass sich die Schichtgrenze Quartär / Tertiär 8 m unter GOK befindet und das Grundwasser ab 5 m unter GOK ansteht. Ferner wird eine Bandbreite der Plastizitätszahl  $I_p$  von 5 % bis 60 % und eine ehemalige Überlagerung im Münchner Tertiär gemäß Gl. 8.25 berücksichtigt. Damit ergeben sich die in Abb. 8.22 dargestellten Seitendruckbeiwerte  $K_{0(oc)}$  in Abhängigkeit von der Tiefe unter der derzeitigen Geländeoberfläche getrennt für tertiäre Tone ohne und mit Verfestigungen / Konkretionen.

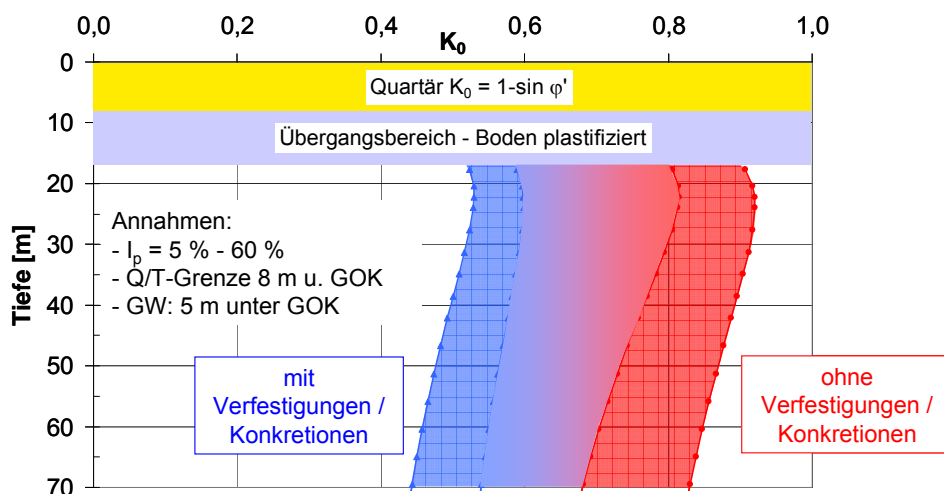


Abb. 8.22:  $K_{0(oc)}$  im Münchner Tertiärton in Abhängigkeit von der Tiefe unter GOK

Direkt unterhalb der Grenze Quartär / Tertiär werden keine Seitendruckbeiwerte angegeben, da in diesem Bereich der Boden die Grenze des passiven Erddrucks erreicht hat.

Für Tone mit Verfestigungen / Konkretionen ergeben sich  $K_0$ -Werte zwischen ca. 0,5 und 0,6 und für Tone ohne Verfestigungen / Konkretionen  $K_0$ -Werte zwischen ca. 0,7 und 0,9. Da im Tertiär das

Vorhandensein von Konkretionen / Verfestigungen insgesamt deutlich überwiegt, wurde für die nachfolgenden Berechnungen im tertiären Ton ein Seitendruckbeiwert  $K_{0(oc)} = 0,8$  berücksichtigt.

Allgemeine Erkenntnisse aus den dargestellten Untersuchungen sind, dass der Seitendruckbeiwert keine Konstante sondern tiefenabhängig ist und je nach Heterogenität des vorliegenden Gebirges Streuungen unterliegt, die sich in den Versuchsergebnissen aber auch in situ widerspiegeln. Insbesondere wenn keine weiteren Erfahrungen aus Rückrechnungen vorliegen, ist zu empfehlen, dass der Einfluss des Seitendruckbeiwerts auf das Berechnungsergebnis durch Vergleichsberechnungen geprüft wird.

### 8.2.3 Berücksichtigung der Steifigkeitserhöhung bei kleinen Dehnungen (small strain stiffness)

#### 8.2.3.1 Theoretische Grundlagen

Neben der bereits beschriebenen spannungsabhängigen Steifigkeit bei deviatorischer und ödometrischer Belastung kann seit jüngstem bei verschiedenen FE-Programmen auch berücksichtigt werden, dass die Steifigkeit bei sehr kleinen Dehnungen ein Vielfaches der in klassischen Laborversuchen ermittelten Steifigkeit beträgt (z.B. Burland et al, 1989). Dieses Verhalten wird im englischsprachigen Raum kurz mit „small strain stiffness“ bzw. „sss“ bezeichnet.

Wie diverse Veröffentlichungen beschreiben (z.B. Franzius, 2003 oder Hejazi et al., 2008), kann die Breite von Setzungsmulden bei Tunnelvortrieben rechnerisch überschätzt werden, wenn die Erhöhung der Steifigkeit bei kleinen Dehnungen nicht berücksichtigt wird. Die in Abschnitt 8.4 dargestellten Vergleichsberechnungen zeigen zwar, dass auch ohne Berücksichtigung der Steifigkeitserhöhung bei kleinen Dehnungen eine sehr gute Übereinstimmung zwischen Messung und Berechnung erzielt werden kann. Dies liegt eventuell daran, dass die Steifigkeit des Münchner Baugrunds bereits relativ hoch ist und mit zunehmender Steifigkeit der oben beschriebene Einfluss abnimmt (s. auch Abb. 8.25). Allerdings hat die Rückrechnung von Verbauwänden auch im Münchner Baugrund mit dieser Theorie bereits zu deutlich realistischeren Verformungsergebnissen geführt und es ist zu erwarten, dass sie sich auch in der Berechnungspraxis durchsetzen wird. Daher wird hier nachfolgend auch auf „small strain stiffness“ eingegangen.

Zum Steifigkeitsverhalten bei kleinen Dehnungen liegen aus der Bodendynamik bereits vielfache Ergebnisse vor. Es ist dort üblich, die Steifigkeit über den Schubmodul  $G$  zu beschreiben, wobei Schubmodul und E-Modul über die Querdehnzahl gemäß Gl. 8.29 ineinander umgerechnet werden können.

$$E = G(1 + 2\nu) \qquad \text{Gl. 8.29}$$

In Abb. 8.23 ist exemplarisch die Erhöhung des Schubmoduls  $G$  bei kleinen und sehr kleinen Scherdehnungen dargestellt. Dabei werden Dehnungen unterhalb der messtechnisch erfassbaren Grenze von Laborversuchen als „klein“ und im quasi elastischen Bereich ( $G = \text{konst}$ ) als „sehr klein“ bezeichnet (Benz et al. 2007). Die Steifigkeit kleiner Dehnungen wird mit dynamischen Versuchen ermittelt.

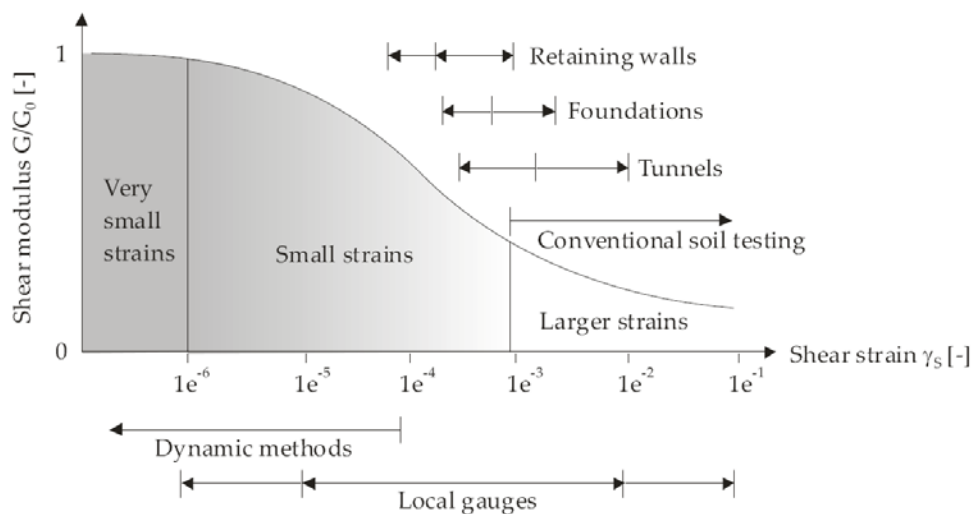


Abb. 8.23: Typische Steifigkeits-Dehnungsbeziehung von Böden nach Atkinson und Salfors, 1991

Die in Abb. 8.23 verwendete Scherdehnung  $\gamma_s$  ist wie folgt definiert:

$$\gamma_s = \sqrt{\frac{1}{2} [(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_3 - \varepsilon_1)^2]} \tag{Gl. 8.30}$$

Der E-Modul und der Schubmodul bei sehr kleinen Dehnungen werden mit dem Index „0“ versehen.

Die Berücksichtigung der Steifigkeitsänderung im Modell erfolgt über die dehnungsabhängige Steuerung des Materialverhaltens. Bei kleiner aktueller Dehnung wird der Schubmodul  $G$  bis auf maximal  $G_0$  erhöht. Beispielsweise erfolgt dies im Stoffmodell HS small von PLAXIS nach Gl. 8.31. Die Gleichung geht auf einen hyperbolischen Ansatz von Hardin-Drnevich zurück.

$$G = G_0 \cdot \frac{7\gamma_{0,7}}{7\gamma_{0,7} + 3\gamma_{Hist}} = G_{0,ref} \frac{7\gamma_{0,7}}{7\gamma_{0,7} + 3\gamma_{Hist}} \left( \frac{\sigma_3 + \cot \varphi}{p_{ref} + \cot \varphi} \right)^m \tag{Gl. 8.31}$$

$\gamma_{Hist}$  ist ein programminterner, von der deviatorischen Dehnungsgeschichte abhängiger Parameter. Daneben wird der Schubmodul  $G$  in Abhängigkeit vom Schubmodul bei sehr kleinen Dehnungen  $G_0$  und der Scherdehnung  $\gamma_{0,7}$  bestimmt. Dabei entspricht  $\gamma_{0,7}$  der Scherdehnung, bei der sich der Schubmodul  $G$  auf 70 % des Anfangswertes  $G_0$  reduziert hat.  $\gamma_{0,7}$  ist eine Hilfsgröße zur mathematischen Beschreibung des Schubspannungsverlaufs.

Reduziert sich der Schubmodul  $G$  auf den Wert für größere Ent- und Wiederbelastungsvorgänge  $G_{ur}$ , wird der Ansatz für kleine Dehnungen innerhalb des Modells deaktiviert (s. Abb. 8.24). Erst bei einer Belastungsumkehr wird der Ansatz wieder aktiviert.

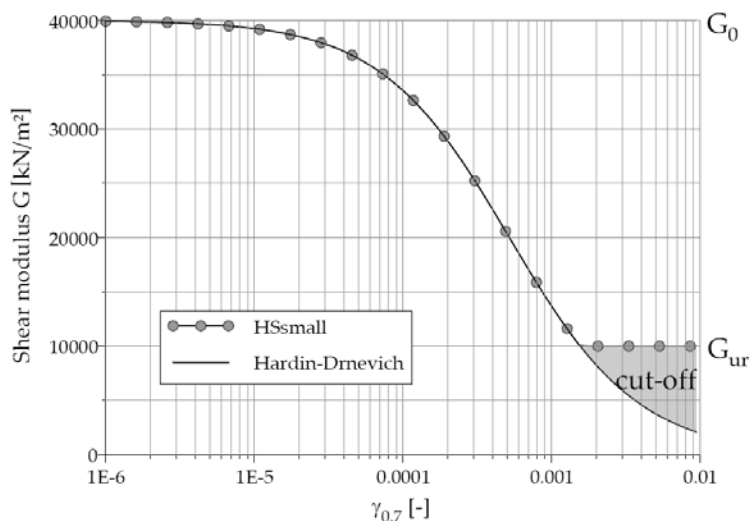


Abb. 8.24: Reduktion des Schubmodells G beim Stoffmodell HS small (Brinkgreve et al., 2004)

Die Spannungsabhängigkeit des Schubmoduls  $G_0$  kann, wie auch bei den Moduln  $E_{50}$ ,  $E_{oed}$  oder  $E_{ur}$  für das Stoffmodell Hardening Soil der Fall, über das Verhältnis der vorherrschenden Spannung  $p$  zur Referenzspannung  $p_{ref}$  und den zugehörigen Modul  $G_{0,ref}$  beschrieben werden (s. Abschnitt 8.2.1.2).

Die Bestimmung der Schubdehnung  $\gamma_{0,7}$  lässt sich durch Annäherung der Funktion an eine im Versuch bestimmte  $G / \gamma$  - Beziehung bei kleinen Dehnungen ermitteln. Dies ist vergleichsweise aufwändig, da  $G$  für verschiedene  $\gamma$ -Werte zu bestimmen ist. Zur Wahl dieses Parameters werden daher häufig Werte aus der Literatur verwendet, die in nachfolgendem Abschnitt wiedergegeben sind. Daneben werden ergänzend in Abschnitt 8.2.3.3 verschiedene Versuchsdurchführungen im Labor und in situ zur Ermittlung von  $G_0$  beschrieben, da diese Versuchstechniken zwar aus der Bodendynamik bekannt, in der Bodenmechanik jedoch noch nicht Standard sind.

### 8.2.3.2 Literaturangaben zur Ermittlung von $G_0$ und $\gamma_{0,7}$

In Tab. 8.1 sind die von Gupta et al., 2007 zusammengefassten Forschungsergebnisse zur Bestimmung des Schubmoduls  $G_0$  bei sehr kleinen Dehnungen unter der Verwendung von Gl. 8.32 dargestellt. Dabei wird mit dem Parameter  $A$  die charakteristische Eigenschaft des Korngefüges, mit der Funktion  $f(e)$  die Dichte bzw. Verdichtung des Bodens und mit dem Parameter  $n$  der intergranulare Kontakt zwischen den Bodenpartikeln berücksichtigt. Wie in Gl. 8.31 wurde auch in Gl. 8.32 und in den Formeln von Tab. 8.1 zunächst die Spannungsabhängigkeit des Schubmoduls  $G_0$  berücksichtigt, wobei von  $p_{ref} = 100 \text{ kN/m}^2$  ausgegangen wurde.

$$G_0 = A \cdot f(e) \cdot (p)^m \tag{Gl. 8.32}$$

Soil	A	f(e)	m	References
Round-grained Ottawa sand	6,9	$(2,17 \cdot e)^2 / (1+e)$	0,5	Hardin and Black, 1968
Angular-grained crushed quartz	3,27	$(2,97 \cdot e)^2 / (1+e)$	0,5	
Clean sand	41,6	$0,67 \cdot e / (1+e)$	0,5	Shibata and Soelarno, 1975
Clean sand ( $c_u < 1,8$ )	14,1	$(2,17 \cdot e)^2 / (1+e)$	0,4	Iwasaki and Tatsuoka, 1977

Soil	A	f(e)	m	References
Clean sand	9,0	$(2,17-e)^2/(1+e)$	0,4	Iwasaki et al. 1978
Toyouura sand	8,4	$(2,17-e)^2/(1+e)$	0,5	Kokusho, 1980
Clean sand	7,0	$(2,17-e)^2/(1+e)$	0,5	Yu and Richart, 1984
Ticino sand	7,1	$(2,17-e)^2/(1+e)$	0,4	Lo Presti et al., 1993
Clean sand	9,3	$1/e^{1,3}$	0,45	Lo Presti et al., 1997
Reconstituted NC Kaolinite (PI=20) and undisturbed NC clays	3,27	$(2,97-e)^2/(1+e)$	0,5	Hardin and Black, 1968
Reconstituted NC Kaolinite	4,5	$(2,97-e)^2/(1+e)$	0,5	Marcuson and Wahls, 1972
Reconstituted NC Bentonite (PI=60)	445	$(4,4-e)^2/(1+e)$	0,5	
Remolded clay (PI=0-50)	2,0-4,0	$(2,97-e)^2/(1+e)$	0,5	Zen et al., 1978
Undisturbed NC clay (PI=40-85)	90	$(7,32-e)^2/(1+e)$	0,5	Kokusho et al., 1982
Clay deposits (PI=20-150)	5	$1/e^{1,5}$	0,5	Shibuya and Tanaka, 1996
Remolded clay (PI=20-60)	24	$1/(1+e)^{2,4}$	0,5	Shibuya et al., 1997
Sand and clay	6,25	$1/(0,3+0,7e^2)$	0,5	Hardin, 1978
Several soils	5,7	$1/e$	0,5	Biarez and Hicher, 1994
$G_0$ und $\sigma_0'$ in kPa				

Tab. 8.1: Eingangsgrößen zur Bestimmung von  $G_0$  (Gupta et al., 2007)

Für den allgemeinen Fall  $p_{ref} \neq 100 \text{ kN/m}^2$  schlagen Harding und Black, 1969 sowie Biarez und Hicher, 1994 folgende Gleichungen zur Bestimmung von  $G_0$  bzw.  $E_0$  vor, die sich nach den Untersuchungen von Benz, 2007 gut für eine allgemeine, nicht materialabhängige Abschätzung eignen:

$$G_0 [\text{MPa}] = G_{0,ref} \cdot \left( \frac{p}{p_{ref}} \right)^{0,5} = 33 \frac{(2,97 - e)^2}{1 + e} \left( \frac{p}{p_{ref}} \right)^{0,5} \quad \text{Harding u. Black, 1969} \quad \text{Gl. 8.33}$$

e: Porenzahl

$$E_0 [\text{MPa}] = E_{0,ref} \cdot \left( \frac{p}{p_{ref}} \right)^{0,5} = \frac{140}{e} \left( \frac{p}{p_{ref}} \right)^{0,5} \quad \text{Biarez u. Hicher, 1994} \quad \text{Gl. 8.34}$$

Eine weitere Möglichkeit zur Ermittlung von  $G_0$  bietet Benz et al., 2007, basierend auf einer Interpretation der Untersuchungsergebnisse von Alpan, 1970 (s. Abb. 8.25). Es wird dabei angenommen, dass der statische E-Modul dem E-Modul für größere Ent- und Wiederbelastungen  $E_{ur}$  und der dynamische E-Modul dem Wert  $E_0$  entspricht.

Für die Scherdehnung  $\gamma_{0,7}$  gilt im nichtbindigen Baugrund nach Benz et al. 2007:

$$6 \cdot 10^{-5} < \gamma_{0,7} < 3 \cdot 10^{-4} \quad \text{Gl. 8.35}$$

Für bindige Böden kann nach Stokoe et al, 2004 der Wert  $\gamma_{0,7}$  wie folgt ermittelt werden:

$$\gamma_{0,7} = (\gamma_{0,7})_{ref} + 5 \cdot 10^{-6} \cdot I_p (\text{OCR})^{0,3} \quad \text{Gl. 8.36}$$

Dabei bezieht sich die Referenzscherdehnung  $(\gamma_{0,7})_{ref}$  auf einen fiktiven Boden mit  $I_p = 0$  und besitzt etwa den Wert  $1 \cdot 10^{-4}$ . Im bindigen wie auch nichtbindigen Boden erhöht sich  $\gamma_{0,7}$ , mit steigender mittlerer Spannung.

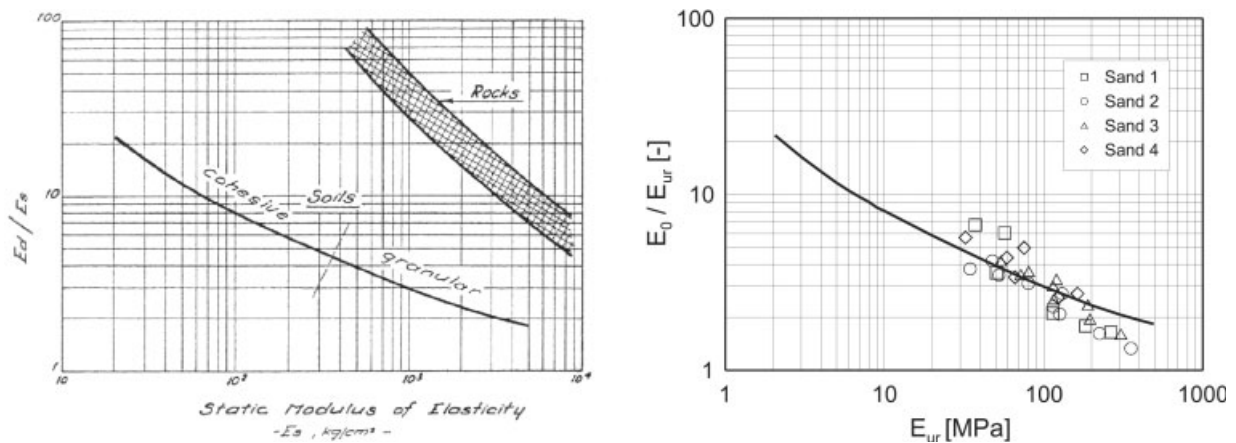


Abb. 8.25: Ermittlung von  $E_0$  (nach Benz et al., 2007, basierend auf Alpan, 1970)

### 8.2.3.3 Versuchstechnische Ermittlung des Schubmoduls $G_0$

Abb. 8.26 gibt eine Übersicht über die möglichen Verfahren zur versuchstechnischen Ermittlung des Schubmoduls  $G_0$  nach Schneider und Mayne, 1999.

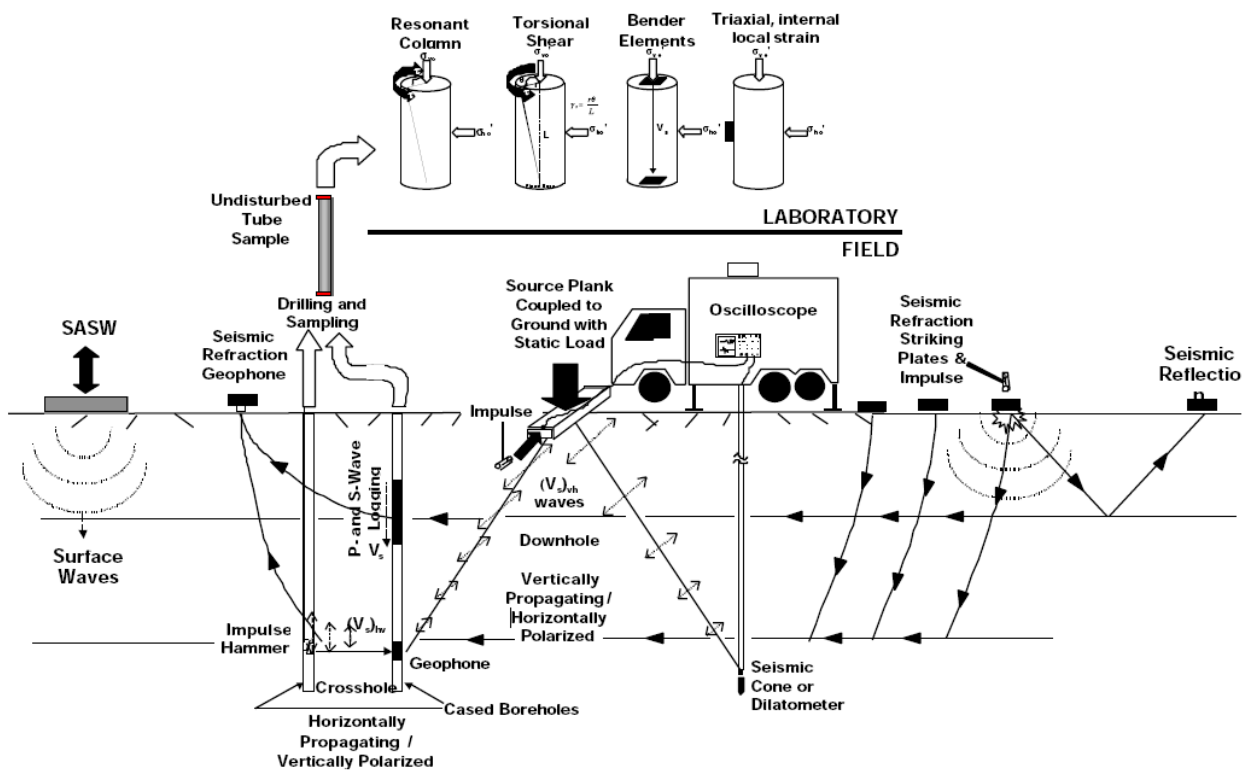


Abb. 8.26: Verfahren zur Bestimmung des Schubmoduls  $G_0$  aus Schneider und Mayne, 1999

Die Ermittlung des Schubmoduls bzw. der zum Schubmodul proportionalen Scherwellengeschwindigkeit  $V_s$  im Felde erfolgt nach dem Sender-Empfänger-Prinzip. Impulse können beispielsweise ein Hammerschlag oder durch spezielle Geräte aufgebrachte Wellen sein (s. Abb. 8.27). Je nachdem wo die Wellen empfangen werden, können Aussagen über den Schubmodul in Oberflächennähe (Geophone an der Oberfläche) oder in der Tiefe (Geophone im Bohr- oder Sondierloch) getroffen werden. Bezüglich weiterer Details dieser Verfahren der Geoseismik wird z.B. auf oben genannte Autoren verwiesen.

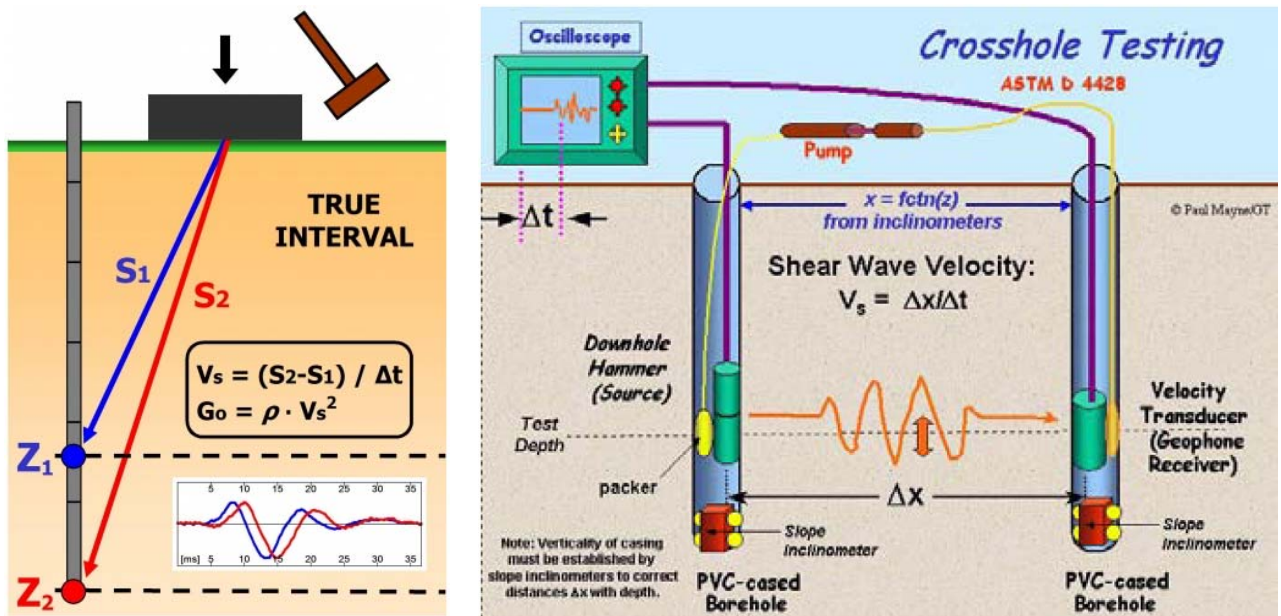


Abb. 8.27: Bestimmung v.  $G_0$  durch Impulsgebung (Schneider u. Mayne, 1999; Mayne et al., 2001)

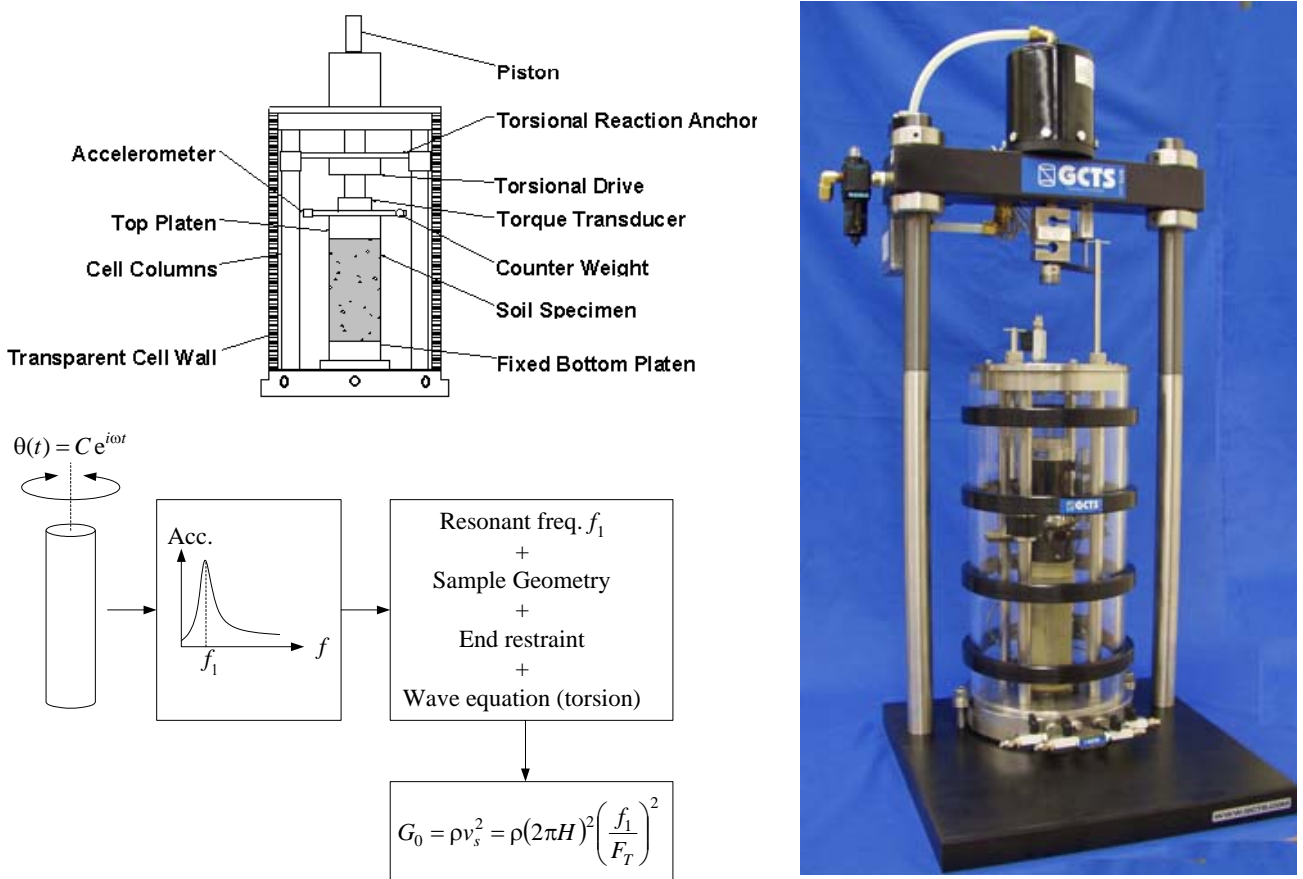


Abb. 8.28: Bestimmung des Schubmoduls  $G_0$  mit dem Resonant Column Test (aus GCTS, 2010)

Klassischerweise wird der Schubmodul im Labor mit Hilfe von Torsionsschergeräten oder mit dem Resonant Column Test bestimmt. Die (hohl-) zylindrische Probe ist auf der Unterseite fest fixiert und wird an der Oberseite durch Torsion beansprucht. Über Frequenzänderung wird zunächst die Resonanzfrequenz  $f_1$  und dort dann der Schubmodul bestimmt (s. Abb. 8.28). Der Nachteil bei

diesem Verfahren ist, dass die Versuchstechnik sehr aufwändig und nur in wenigen Forschungseinrichtungen anzutreffen ist.

In herkömmlichen Triaxialgeräten kann die Ermittlung des Schubmoduls über so genannte Bender-Elemente bzw. über hochgenaue Verformungsmesseinrichtungen erfolgen. Bender-Elemente sind Piezo-Keramik-Elemente, die an der Oberseite der zylindrischen Probe eine Scherwelle anregen. Über den Empfänger an der Probenunterseite wird die Scherwellengeschwindigkeit und damit der Schubmodul bestimmt (s. Abb. 8.29 und Gl. 8.37). Dieses Verfahren ist nicht kostenaufwändig und für die Praxis gut anwendbar.

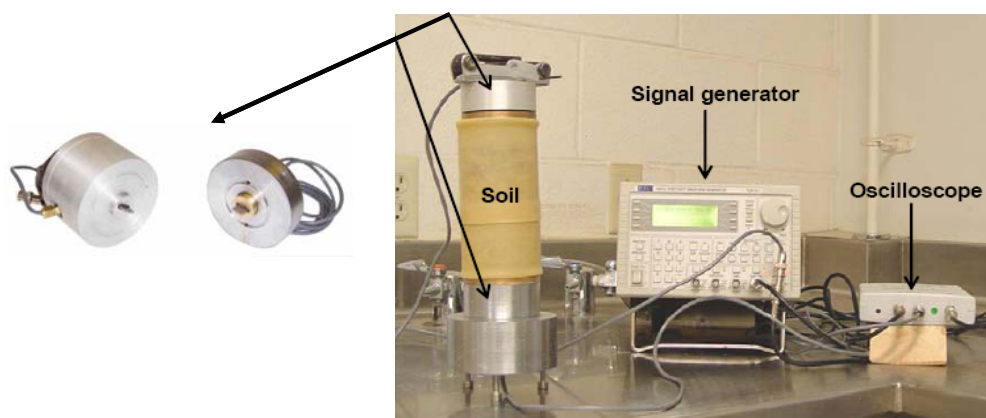


Abb. 8.29: Bender-Elemente zur Bestimmung des Schubmoduls in der Triaxialzelle. Nach Hoyos, et al. 2007

$$G_0 = \rho \cdot \frac{L^2}{t^2} \quad [\text{N/m}^2] \quad \begin{array}{l} \rho \quad \text{Dichte (t/m}^3\text{)} \\ L \quad \text{Probenhöhe [m]} \\ t \quad \text{Ausbreitzeit der Scherwelle [s]} \end{array} \quad \text{Gl. 8.37}$$

Bei größeren Proben lässt sich auch über eine sehr geringe Vertikallastaufbringung und sehr genaue lokale Verformungsmesseinrichtungen der Steifemodul bei kleinen Dehnungen direkt über die Verformungsmessung an der Probe in der Triaxialzelle bestimmen. Hierzu wurden in jüngster Vergangenheit verschiedene Verfahren zur Bestimmung kleinster Verformungen angewendet (s. beispielsweise Kuwano, 2007), allerdings ist diese Vorgehensweise nach wie vor durch die Messgenauigkeit begrenzt und es lässt sich damit noch nicht das gesamte Spektrum kleiner Dehnungen abdecken (s. auch Abb. 8.23).

#### 8.2.4 Berücksichtigung teildränkter Zustände anhand der Konsolidationstheorie

Bisher wird den Berechnungen im Tunnelbau entweder der gänzlich dränierter oder der undränkter Zustand mit dränierter oder undränkter Scherparametern zugrunde gelegt. Dies ist gerechtfertigt, wenn die Durchlässigkeit entweder sehr groß oder aber sehr klein ist, so dass sich während des Vortriebs die Porenwasserdrücke entweder ganz oder praktisch nicht abbauen können. Wie in Abschnitt 8.4.5 noch gezeigt wird, sind diese Annahmen bei einer in der Praxis häufiger anzutreffenden Bandbreite von Gebirgsdurchlässigkeiten bzw. Vortriebsgeschwindigkeiten jedoch nicht zutreffend, da sich die Porenwasserdrücke während des Vortriebs bis zum Einbau der Tunnelschale nur zu einem gewissen Prozentsatz abbauen können. Dies hat Auswirkungen auf die Verformungen sowie auf die Ortsbruststandsicherheit im Tunnel. Nachfolgend wird für derartige Zwischenzustände, wie mittlerweile in der Praxis üblich, der Begriff „teildränkter“ verwendet. Damit soll



verdeutlicht werden, dass im Unterschied zum undrainierten oder drainierten Zustand mit der Zeit noch Porenwasserdruckänderungen entstehen, die mit Hilfe der Konsolidationstheorie rechnerisch berücksichtigt werden können. Dies ist beispielhaft in Abb. 8.30 anhand verschiedener Spannungspfade beim Triaxialversuch dargestellt. Im drainierten Triaxialversuch entspricht der Spannungspfad im  $(\sigma'_1 - \sigma'_3)/2 - (\sigma'_1 + \sigma'_3)/2$  - Diagramm einer um  $45^\circ$  geneigten Geraden, während beim undrainierten Versuch durch die Bildung von Porenwasserüberdrücken der Spannungspfad nach links verschoben wird. Beim teildrainierten Versuch wird ein Zwischenzustand erreicht.

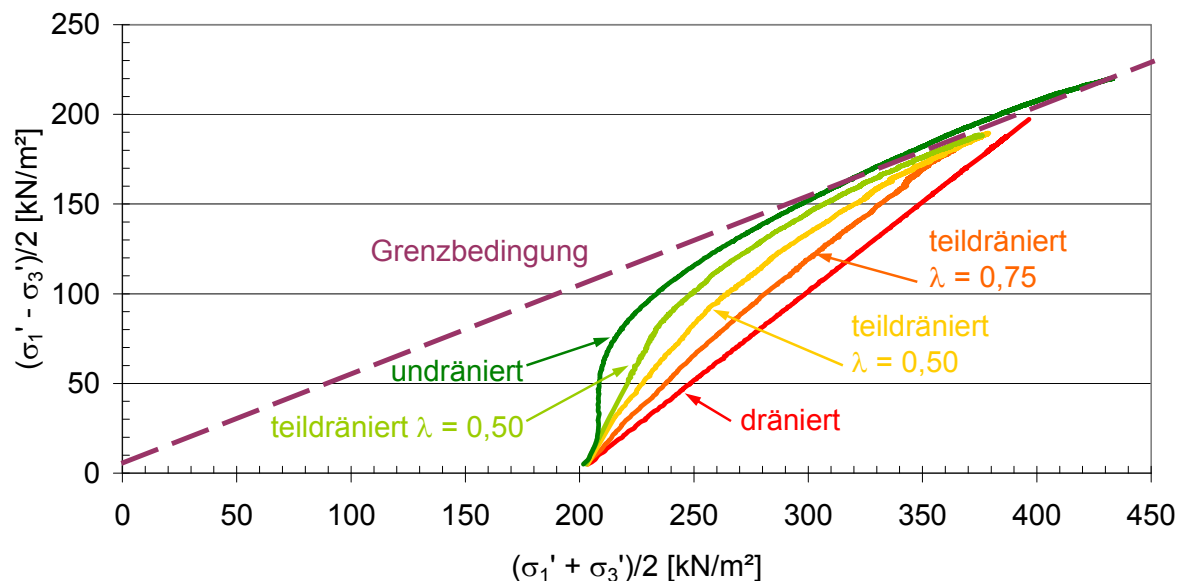


Abb. 8.30: Spannungspfade von drainierten, undrainierten und teildrainierten Triaxialversuchen

Teildrainierte Berechnungen werden auch als 4D-Berechnungen bezeichnet, da neben den drei Dimensionen des Raums noch die Zeit als vierte Dimension berücksichtigt wird. Der Theorie und den Anwendungsmöglichkeiten teildrainierter Berechnungen nähert man sich am besten, wenn man zunächst den undrainierten Zustand betrachtet.

Bei undrainierten Berechnungen ist zwischen effektiven und totalen Spannungen zu unterscheiden. Nach der bekannten Gleichung von Terzaghi ergibt sich die totale Spannung  $\sigma$  aus der Summe der effektiven Korn-zu-Korn-Spannungen  $\sigma^s$  (s: soil) und dem Porenwasserdruck  $\sigma^f$  (f: fluid) (Gl. 8.38).

$$\sigma_{ij} = \sigma_{ij}^s + \sigma^f \delta_{ij} \quad \text{Gl. 8.38}$$

Undrainierte Berechnungen können prinzipiell

- unter Berücksichtigung von totalen Spannungen mit der undrainierten Scherfestigkeit  $c_u$  ( $\varphi_u = 0$ ) oder
- unter Berücksichtigung der effektiven Spannungen mit den effektiven Scherparametern  $c'$  und  $\varphi'$  berechnet werden.

Beim Ansatz totaler Spannungen können keine Konsolidationsphasen berücksichtigt werden, so dass Verformungen nicht realitätsnah ermittelbar sind. Weiterhin gehen bei  $\varphi_u = 0$  die Vorteile der spannungsabhängigen Steifigkeit, die höherwertige Stoffmodelle mit sich bringen, verloren und es gelten nicht mehr die bekannten Formeln zur Ermittlung des Seitendruckbeiwerts  $K_0$  (siehe auch Wehnert, 2006). Sie sind daher für differenziertere Betrachtungen im Tunnelbau nur sehr bedingt

geeignet.

Bei der undrÄnirten Berechnung mit effektiven Scherparametern ergibt sich die undrÄnirte Scherfestigkeit über die effektiven Spannungen, die Scherfestigkeit ist also keine konstante EingabegröÙe sondern verändert sich mit der Berechnung. Diese Vorgehensweise ermöglicht die Berücksichtigung unterschiedlicher Konsolidationsgrade, indem jeweils zeitabhängig die effektiven Spannungen neu berechnet werden. Sie wird daher nachfolgend weiter betrachtet.

Die Berücksichtigung teildrÄnirter Zustände kann über die Konsolidationstheorie nach Biot erfolgen (siehe Biot, 1941 und 1956; Pryl, 2005). Daraus ergibt sich, welcher Spannungsanteil der totalen Spannungen zeitabhängig vom Korngerüst bzw. vom Porenwasser aufgenommen wird. Dabei wird berücksichtigt, dass das Porenwasser sowie das Korngerüst unterschiedliche Steifigkeiten besitzen. Die Steifigkeit des Porenwassers ist deutlich größer, weshalb zu Beginn einer Belastung die Spannungen überwiegend vom Porenwasser aufgenommen werden, es entsteht ein Porenwasserüber- oder unterdruck. Die Spannungen im Porenwasser bzw. im Korngerüst lassen sich wie folgt ausdrücken:

$$\sigma_{ij}^s = 2G\varepsilon_{ij}^s + \left( K - \frac{2}{3}G + \frac{Q^2}{R} \right) \varepsilon_{kk}^s \delta_{ij} + Q\varepsilon_{kk}^f \delta_{ij} \quad \text{Gl. 8.39}$$

$$\sigma^f = Q\varepsilon_{kk}^s + R\varepsilon_{kk}^f \quad \text{Gl. 8.40}$$

G ist der Schubmodul und K der Kompressionsmodul des Bodens. Er setzt sich aus dem Kompressionsmodul des Korngerüsts  $K^s$  und des Porenwassers  $K^f$  zusammen. Die Parameter Q und R charakterisieren die Interaktion zwischen Boden und Porenwasser (s. Gl. 8.41 bis Gl. 8.43). Das Kronecker-Symbol  $\delta_{ij}$  nimmt den Wert 1 für  $i = j$  und den Wert 0 für  $i \neq j$  ein.

$$R = \frac{\phi^2 K^f K^{s2}}{K^f (K^s - K) + \phi K^s (K^s - K^f)} \quad \text{Gl. 8.41}$$

$$Q = \frac{\phi(\alpha - \phi) K^f K^{s2}}{K^f (K^s - K) + \phi K^s (K^s - K^f)} \quad \text{Gl. 8.42}$$

$$\alpha = 1 - \frac{K}{K^s} \quad \text{Gl. 8.43}$$

Die Porosität  $\phi$  ergibt sich nach Gl. 8.44 aus dem Verhältnis zwischen Flüssigkeitsvolumen und zugehörigem Gesamtvolumen einer Probe:

$$\phi = \frac{V^f}{V} \quad \text{Gl. 8.44}$$

Die Durchflussmenge q in den Richtungen x, y und z wird nach der bekannten Gleichung von Darcy aus dem Produkt des Durchlässigkeitsbeiwerts k und des hydraulischen Gefälles bestimmt (Gl. 8.45).

$$q_x = -k_x \frac{\partial \varphi}{\partial x} \quad q_y = -k_y \frac{\partial \varphi}{\partial y} \quad q_z = -k_z \frac{\partial \varphi}{\partial z} \quad \text{Gl. 8.45}$$

Die hier dargestellte Theorie zur Berücksichtigung teildrÄnirter Zustände ist in dem Programm PLAXIS implementiert. Um die richtige Umsetzung nachweisen zu können, wurden von Höfle, 2010

teildrained Triaxialversuche durchgeführt und mit dem Programm PLAXIS nachgerechnet. Dabei wurde an einer definierten Probe zunächst ein CD-Triaxialversuch durchgeführt und dabei die Volumenänderung der Probe gemessen (= Änderung des Porenwasservolumens der gesättigten Probe). Anschließend wurde der Versuch mit einer weiteren Probe wiederholt, wobei die Steuerung des Versuchs dergestalt erfolgte, dass lediglich ein vorab festgelegter Anteil  $\lambda$  der Volumenänderung auftrat (s. auch Abb. 8.30). Der dabei gemessene Porenwasserdruck wurde mit dem der Berechnung verglichen. Als Fazit dieser Vergleichsuntersuchungen ließ sich feststellen, dass durch teildrained Berechnungen mit dem Programm PLAXIS unter Berücksichtigung der Konsolidationstheorie nach Biot die Eigenschaften des Bodens sehr gut wiedergegeben werden können. Damit ist die grundsätzliche Anwendbarkeit auch beispielsweise für Setzungsberechnungen im Tunnelbau nachgewiesen.

### 8.2.5 Programmtechnische Umsetzung der Erkenntnisse und Zusammenstellung der Eingangsgrößen für nachfolgende Berechnungen

Nachfolgend wird am Beispiel des Münchner Baugrunds vorgestellt, wie die Eigenschaften des Baugrunds durch die Verwendung eines elastoplastischen Stoffmodells mit Verfestigung unter Berücksichtigung der Überkonsolidation geeignet simuliert werden können. Folgendes ist dabei zu berücksichtigen:

- Das Münchner Tertiär ist überkonsolidiert und damit ist auch der Seitendruckbeiwert erhöht. Die ehemalige Überkonsolidierungsspannung betrug nach den Versuchsergebnissen im Mittel etwa  $1550 \text{ kN/m}^2$ , war also sehr hoch.
- Dementsprechend ist auch die Steifigkeit des Münchner Tertiärs größer als die eines normal-konsolidierten Bodens
- Trotz der Überkonsolidation verändert sich die Steifigkeit des Baugrunds noch bei Be- und Entlastung. Man erkennt dies beispielsweise daran, dass sich die Setzungen infolge Wasserhaltung nach deren Beendigung nicht mehr vollständig zurückstellen.

Mit diesen Vorgaben lässt sich ein allumfassender geologischer Entstehungsprozess (Auftrag des Tertiärs, Konsolidation, Erosion des Tertiärs usw.) nicht mit dem beschriebenen elastoplastischen Stoffmodell mit Verfestigung abbilden, da sich der Baugrund nur bei extrem hoher, über die ehemalige Vorbelastung hinausgehende Belastung im Überkonsolidierungsbereich befinden würde. Hierzu wäre eine weitere Differenzierung, nämlich eine Unterscheidung zwischen erster und zweiter Entlastung mit zusätzlichen Fließflächen zur Simulation plastischer Eigenschaften, erforderlich. Es wurde deshalb folgendes Vorgehen gewählt:

Im Primärspannungszustand wird dem tertiären Boden ein Seitendruckbeiwert zugewiesen, der dem des überkonsolidierten Bodens  $K_{0(\text{oc-r})}$  entspricht (s. Abschnitt 8.2.2.3). Dem Bodenelement selbst wird ein OCR-Wert von 1 zugewiesen, damit programmintern im Primärspannungszustand keine Veränderung des vorgegebenen  $K_{0(\text{oc-r})}$ -Werts vorgenommen wird und sich alle Spannungspunkte im Schnittpunkt der beiden Fließflächen  $f^c$  und  $f^s$  befinden (siehe Abb. 8.6). Bei einer anschließenden Belastung werden in den numerischen Berechnungen die Steifigkeitsparameter der Erstbelastung angesetzt und es werden plastische Verformungsanteile berechnet, die auch in der Realität beobachtet werden (siehe obiges Beispiel „Wasserhaltung“).

Im Materialdatensatz müssen den tertiären Böden in diesem Fall aber für die Steifigkeitsbeziehungen der Erstbelastung ( $E_{50}$  und  $E_{\text{oed}}$ ) höhere Steifigkeiten zugewiesen werden als bei einem tat-

sächlich normalkonsolidierten Boden. Wie schon bisher praktiziert, werden hierzu die Steifigkeiten in Laborversuchen am Rekonsolidierungsast bzw. in Feldversuchen in situ bestimmt. Damit können für die Erstbelastung die in langjährigen Erfahrungen belegten Bodenkenngrößen verwendet werden, wobei der Steifemodul spannungsabhängig angesetzt wird.

In nachfolgender Tab. 8.2 sind die Eingangsparameter für das Stoffmodell Hardening Soil (PLAXIS) für das „Münchener Baugrundmodell“ zusammengefasst. Sie wurden anhand von Laborversuchen, Erfahrungswerten und Rückrechnungen festgelegt. Aufgrund der Bandbreite der versuchstechnisch ermittelten Steifigkeiten, die überwiegend durch die Inhomogenitäten des Baugrunds bedingt sind, wurden die 3 Systeme weich, mittel und steif definiert, die je nach Fragestellung anzuwenden sind, bzw. zwischen denen zu variieren ist. Anhand den bisher durchgeführten Rückrechnungen lässt sich die Tendenz feststellen, dass die Systeme mittel und steif die tatsächlichen Verhältnisse am besten wiedergeben. Zur Rückrechnung von Setzungsmulden wurde, sofern nachfolgend nicht anders angegeben, das System mittel verwendet. Da bereits durch die 3 Steifigkeitsbereiche eine Bandbreite vorgegeben ist, erübrigt sich für die 3 Steifigkeitsbeziehungen ( $E_{50}$ ,  $E_{oed}$ ,  $E_{ur}$ ) die Angabe unterschiedlicher Werte für  $p^{ref}$  und  $m$ .

	Auffüllungen	Quartäre Kiese	Tertiäre Sande	Tertiäre Tone / Schluffe												
Wichte $\gamma / \gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	20 / 11	23/14	21/12	21/11												
Kohäsion $c'$ [kN/m <sup>2</sup> ]	1*)	1 <sup>*)</sup>	1 <sup>*)</sup>	25 / 40 (> 40 m u. GOK)												
Reibungswinkel $\varphi'$ [°]	25	37,5	35	25												
Querdehnzahl für Ent- / Wiederbelastung $\nu_{ur}$ [-]	0,2	0,2	0,2	0,2												
$E_{oed}^{ref}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	20	120	95	60 – 80												
$E_{50}^{ref}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	20	120	95	60 – 80												
$E_{ur}^{ref}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	50	250	190	125 - 165												
E-Moduln gültig bei Referenzspannung $p^{ref}$ bzw. Steifeexponent $m$	$p^{ref} = 100 \text{ kN/m}^2$  $m = 0,4$	$p^{ref} = 100 \text{ kN/m}^2$  $m = 0,4$	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Bezeichnung</th> <th><math>p^{ref}</math> [kN/m<sup>2</sup>]</th> <th><math>m</math> [-]</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Weich</td> <td>300</td> <td>0,4</td> </tr> <tr> <td>Mittel</td> <td>100</td> <td>0,4</td> </tr> <tr> <td>Steif</td> <td>100</td> <td>0,6</td> </tr> </tbody> </table>		Bezeichnung	$p^{ref}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$m$ [-]	Weich	300	0,4	Mittel	100	0,4	Steif	100	0,6
Bezeichnung	$p^{ref}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$m$ [-]														
Weich	300	0,4														
Mittel	100	0,4														
Steif	100	0,6														
$K_0$ bzw. $K_{0(oc-r)}$ (Wert in Klammern für Rückrechnungen verwendet)		0,4	0,5 – 0,7 (0,6)	0,5 – 0,9 (0,8)												
*) Kohäsion als numerische Rechenhilfe																

Tab. 8.2: Eingangsgrößen für nachfolgende numerische Berechnungen

Auch für den Seitendruckbeiwert im Tertiär wurden entsprechend den Versuchsergebnissen Bandbreiten angegeben. Wie die Rückrechnungen zeigten, treffen Seitendruckbeiwerte von 0,6 im tertiären Sand und 0,8 im tertiären Ton am besten zu. Diese Werte wurden auch in den Sechziger Jahren aus Messungen beim Tunnelbau abgeleitet und in München bisher als Eingangsgrößen für Tunnelbauberechnungen verwendet. Sie wurden ebenfalls für die nachfolgenden Berechnungen angesetzt.

Der Dilatanzwinkel  $\psi$  wurde bei den dränierten Berechnungen zu Null gesetzt, da Vergleichsberechnungen gezeigt haben, dass sich dieser bei den vorliegenden kleinen Verformungen und den hier untersuchten Fragestellungen nicht nennenswert auf das Berechnungsergebnis auswirkt.

Für die wenigen Vergleichsberechnungen unter Berücksichtigung der erhöhten Steifigkeit bei kleinen Dehnungen (s. Abschnitt 8.4.2) wurden ein Schubmodul  $G_{0,ref} = 2,4 \cdot 10^{-2} \text{ MN/m}^2$  bei  $p_{ref} = 100$

kN/m<sup>2</sup>, ein Steifeexponent  $m = 0,4$  und eine Scherdehnung  $\gamma_{0,7} = 1 \cdot 10^{-4}$  angesetzt. Diesen Eingangsgrößen liegen die in Abschnitt 8.2.3.2 beschriebenen empirischen Verfahren zur Ermittlung der Kenngrößen  $G_0$  und  $\gamma_{0,7}$  zugrunde.

### **8.2.6 Resumee zur versuchstechnischen Ermittlung von Eingangsgrößen für höherwertige Stoffmodelle**

Bereits in den Sechziger und Siebziger Jahren führten Fragestellungen zur Beschreibung der Eigenschaften des Baugrunds weltweit zu intensiven bodenmechanischen Labor- und Felduntersuchungen in Forschung und Praxis. Dies betraf insbesondere die Bestimmung der Scherfestigkeit und der Steifigkeit. Allerdings ließ diese Affinität mit steigendem Erfahrungsschatz nach. So gibt es heutzutage beispielsweise immer wieder große Bauprojekte, bei denen nur wenige „Alibi“-Laborversuche durchgeführt und die Eingangsgrößen aufgrund von Erfahrungswerten geschätzt werden.

Mit den jetzt vorliegenden höherwertigen Stoffmodellen sowie den beschriebenen Parametern sind die theoretischen Grundlagen zur wirklichkeitsnahen Modellierung von Baugrundverformungen für Gebrauchstauglichkeitsnachweise geschaffen. Wie die Ausführungen in den vorangegangenen Abschnitten zeigen, bietet die Versuchstechnik auch die Möglichkeiten, die hierzu benötigten Eingangsgrößen im Labor bzw. in situ zu bestimmen. In den folgenden Jahren wird es erforderlich werden, dass auch wieder in größerem Umfang Versuche durchgeführt und Messergebnisse durch Rückrechnungen bewertet werden, um die Erfahrungen mit dem Ansatz und Umgang dieser Eingangsgrößen zu erweitern.

Eine wichtige Fragestellung ist es dabei, wie mit Streuungen, die die Versuche mit sich bringen, umgegangen wird. Hier ist zu unterscheiden, ob es sich um Streuungen handelt, die durch die Versuchstechnik oder aber - wie bei den hier dargestellten Versuchsergebnissen insbesondere der Fall - durch die Inhomogenitäten des Baugrunds bedingt sind. Weiterhin ist zu berücksichtigen, dass die Bodenkenngrößen häufig nicht unabhängig voneinander sind. So besitzt beispielsweise der hier untersuchte tertiäre Ton mit Verfestigung eine höhere Steifigkeit, aber gleichzeitig einen niedrigeren Seitendruckbeiwert. Aufgrund der Vielschichtigkeit lassen sich über den Umgang mit den vorhandenen Streuungen keine allgemeingültigen Aussagen treffen. In der Regel wird es aber erforderlich sein, über eine Sensibilitätsanalyse in Erfahrung zu bringen, wie sich verschiedene Eingangsgrößen auswirken. Es bleibt dann die Aufgabe des Fachmanns, anhand von diesen Ergebnissen und anderweitigen Erfahrungen die Kenngrößen festzulegen, die für die Dimensionierung bzw. Berechnung verwendet werden. Wichtig ist letztendlich, dass die naturgemäßen Schwankungen von Bodenkennwerten nicht dazu führen, dass überhaupt keine Laborversuche mehr durchgeführt werden, da man nicht weiß, was angesetzt werden soll, sondern dass man sich über die möglichen Schwankungsbreiten und deren Ursachen bewusst wird und daraus die richtigen Schlüsse zieht.

## **8.3 Verfahren zur Berechnung von Setzungen im Tunnelbau mit der FE-Methode**

### **8.3.1 Überblick**

Nachfolgend werden verschiedene Verfahren zu Berechnungen im Tunnelbau beschrieben und

deren Eingangsgrößen erläutert. Es wird unterschieden zwischen:

- 2D-FE-Berechnungen: Berechnungen an einer Scheibe senkrecht zum Vortrieb
- 3D-FE-Berechnungen: Räumliche Simulation des Vortriebs
- 4D-FE-Berechnungen: Räumliche Simulation unter Berücksichtigung zeitlicher Einflüsse

Zunächst werden im Abschnitt 8.3 verschiedene Verfahren und Randbedingungen zur Durchführung dieser Berechnungen im Überblick dargestellt. Anschließend werden in Abschnitt 8.4 die Ergebnisse von Rückrechnungen vorgestellt. Damit werden die Möglichkeiten dieser Verfahren zur Berechnung von Setzungen im Tunnelbau, aber auch die noch offenen Fragestellungen aufgezeigt.

### 8.3.2 2D-FE-Berechnungen

Bei der 2D-FE-Modellierung wird der Querschnitt senkrecht zur Vortriebsrichtung betrachtet. Die in der betrachteten Ebene wirkende Quertragwirkung des Gebirges stellt sich bei der Berechnung ein. Dagegen kann die Längstragwirkung (s. Abb. 8.31), bei der sich das Gewölbe in Längsrichtung auf die Tunnelschale und das Gebirge vor der Ortsbrust abstützt, nicht direkt modelliert werden. Um diese näherungsweise berücksichtigen zu können, sind zusätzliche Berechnungsschritte notwendig.

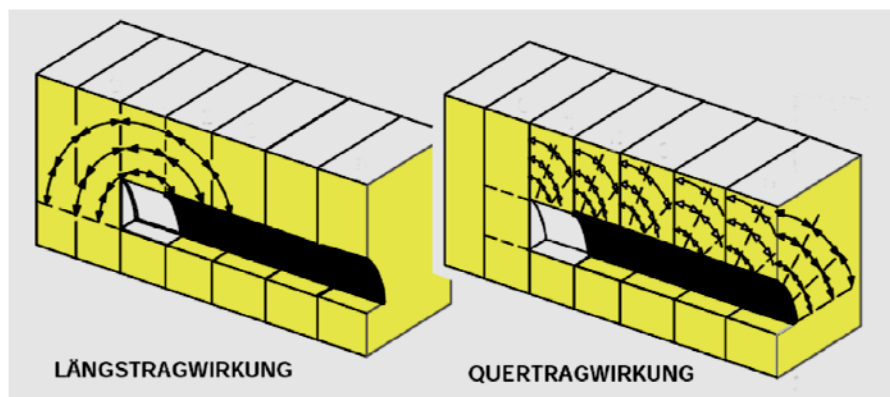


Abb. 8.31: Längs- und Quertragwirkung bei geöffneter Ortsbrust (Schikora, 1982)

Hierzu haben sich in den letzten Jahren 3 Näherungsverfahren bewährt, das Teillastverfahren ( $\beta$ -Verfahren), das Stützlastverfahren ( $\alpha$ -Verfahren) und das Volume loss-Verfahren (VL-Verfahren). Dabei werden über einen fiktiven Rechenschritt vor dem eigentlichen Ausbruch dem umliegenden Gebirge durch eine Reduzierung von Spannungen, aufgezwängte Verformungen oder durch eine fiktive Änderung des Ausbruchvolumens im Ausbruchquerschnitt zusätzliche Einwirkungen zur Berücksichtigung einer Längstragwirkung zugewiesen. Bereits hier sei darauf hingewiesen, dass sich durch diesen zusätzlichen Rechenschritt im Modell nur die Gewölbewirkung in Querrichtung erhöht, wohingegen sich bei der 3D-FE-Berechnung ein reales Gewölbe in Längsrichtung ausbildet.

Im Gegensatz zu den Bodenkenngrößen werden die für diese Verfahren nötigen Eingangsgrößen als tunnelbauspezifische Eingangsgrößen bezeichnet. In Abschnitt 8.4 werden anhand von Rückrechnungen Angaben zur geeigneten Wahl dieser Eingangsgrößen gemacht. Vorab werden die Methoden zur Berücksichtigung der Längstragwirkung bei der 2D-FE-Berechnung kurz vorgestellt.

### 8.3.2.1 Teillastverfahren ( $\beta$ -Verfahren)

Das Teillastverfahren kann anschaulich anhand der Gebirgskennlinie beschrieben werden (Möller, 2006). Ausgehend vom Primärspannungszustand beinhaltet das Teillastverfahren gemäß Abb. 8.32 zwei Rechenphasen.

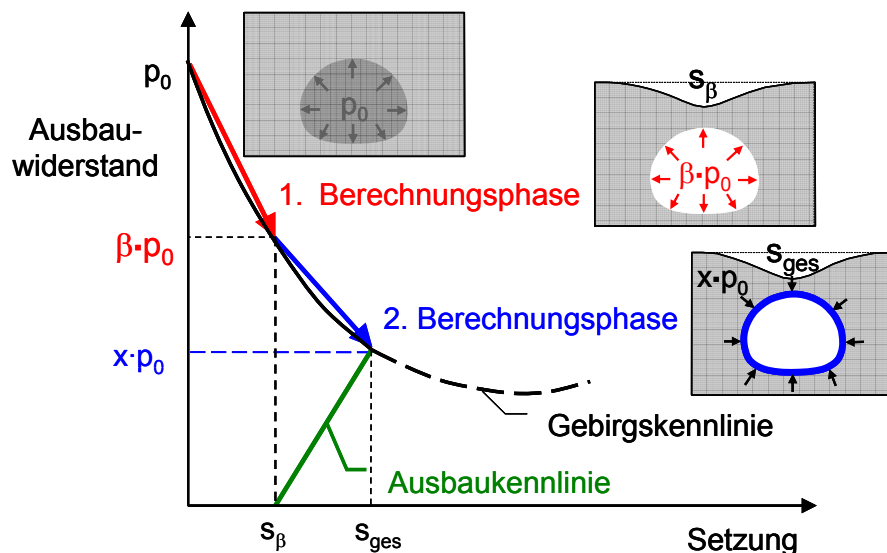


Abb. 8.32: Erläuterung des  $\beta$ -Verfahrens anhand der Gebirgskennlinie (aus Regall, 2007)

Im ersten Schritt wird der Vortrieb durch die Deaktivierung der Bodenelemente innerhalb des Tunnelquerschnitts modelliert und die Primärspannungen  $p_0$ , welche an der Tunnelkontur als Stützung wirken, werden auf  $\beta \cdot p_0$  reduziert (mit  $0 < \beta < 1$ ). Somit entspricht  $\beta$  einem Faktor, welcher die Spannungen am Ausbruchrand im Endzustand der ersten Rechenphase bestimmt. Durch die Reduzierung der Spannungen  $p_0$  kommt es zu einer Gewölbebildung im Gebirge um den Tunnel und zu Oberflächensetzungen  $s_\beta$ . Die verbleibende Last  $\beta \cdot p_0$  kann als temporäre Stützung betrachtet werden, die im Folgenden entfernt wird.

Im zweiten Schritt wird die Tunnelschale aktiviert und gleichzeitig die noch verbliebene Stützkraft  $\beta \cdot p_0$  entfernt. Der Anteil  $\beta \cdot p_0$  wird von der Tunnelschale und dem Gebirge aufgenommen und zwar so, dass ein Gleichgewicht zwischen Gebirgs- und Ausbaugekennlinie entsteht. Die Schnittgrößen in der Tunnelschale ergeben sich ausschließlich in dieser zweiten Rechenphase. Je steifer die Tunnelschale ist, um so steiler verläuft die Ausbaugekennlinie. Dementsprechend gehen mehr Kräfte auf die Tunnelschale über und die Setzungen aus dem 2. Berechnungsschritt sind geringer.

Kleine  $\beta$ -Werte entsprechen großen Abschlagslängen und / oder zeitlich stark verzögertem Einbau der Tunnelschale. Dem Gewölbe wird ein größerer Lastanteil zugewiesen. Ein größerer  $\beta$ -Wert führt dagegen zu kleineren Baugrundverformungen, aber zu größeren Schnittgrößen in der Tunnelschale.

Über die Wahl der Größe des  $\beta$ -Werts gibt es, gemessen an der Wichtigkeit dieser Eingangsgröße, erst vergleichsweise wenige konkrete Angaben. Schikora und Fink, 1982 schlagen anhand von Rückrechnungen von Spritzbetonvortrieben  $\beta$ -Werte zwischen 0,35 und 0,6 vor. Laabmayer und Swoboda, 1986 halten beim Kalottenvortrieb  $\beta$ -Werte von 0,2 bis 0,5 und beim Strossen- und Sohlvortrieb von 0,4 bis 0,8 für geeignet. Möller, 2006 stellte 2D- und 3D-FE-Berechnungen gegenüber

und verglich den Einfluss verschiedener Faktoren wie Kohäsion und Abschlagslänge auf den  $\beta$ -Wert. Er stellte fest, dass verschiedene  $\beta$ -Werte anzusetzen sind, je nachdem ob Momente, Normalkräfte oder Setzungen als maßgebend betrachtet werden. Dies ist verständlich, wenn man sich veranschaulicht, dass hohe  $\beta$ -Werte in der Regel zu vergleichsweise hohen, auf der sicheren Seite liegenden Schnittkräften, jedoch zu geringen Setzungen führen und umgekehrt.

### 8.3.2.2 Stützlastverfahren ( $\alpha$ -Verfahren)

Beim  $\alpha$ -Verfahren wird die Gewölbetragswirkung in Längsrichtung durch Veränderung des Steifigkeitsverhaltens des Bodens im Ausbruchbereich abgebildet.

Ausgehend vom Primärspannungszustand werden zunächst wieder die Kontaktkräfte  $P_K$  an der Tunnelkontur berechnet. Im ersten Schritt werden dann unter der Berücksichtigung, dass sich die Ortsbrust zum Tunnel hin verformen kann, die Kontaktkräfte  $P_K$ , die Wichte des Gebirges sowie der E-Modul im späteren Ausbruchquerschnitt auf den  $\alpha$ -fachen Wert reduziert. Da zu diesem Zeitpunkt noch keine Sicherung eingebracht ist, verformt sich der entfestigte Bereich und das umliegende Gebirge wird durch Quertragwirkung zur Stützung mit herangezogen (s. Abb. 8.33).

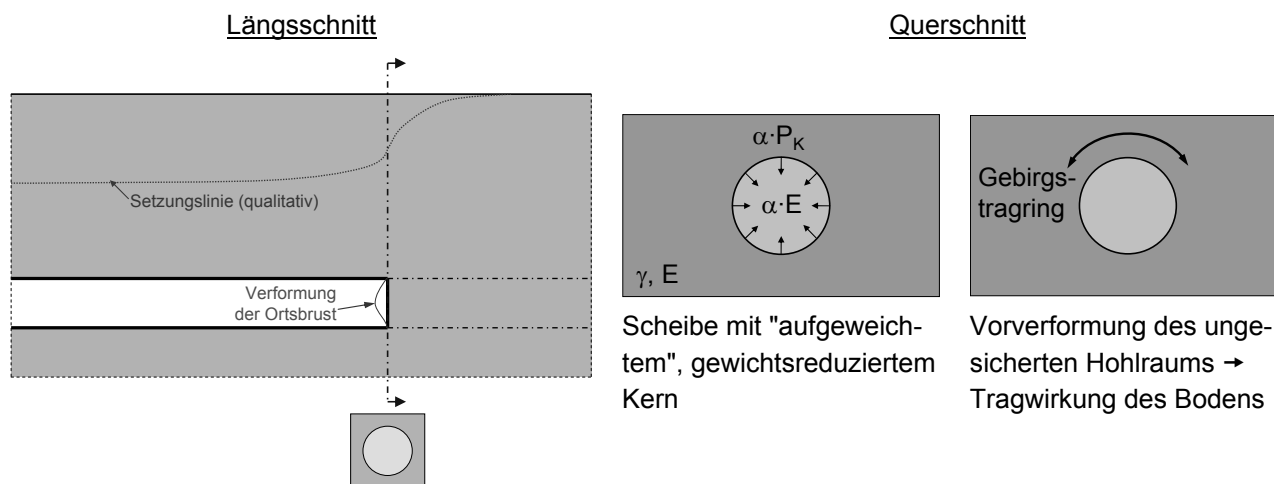


Abb. 8.33:  $\alpha$ -Verfahren: Vortrieb steht unmittelbar vor dem untersuchten Querschnitt

Im zweiten Schritt wird gleichzeitig mit dem Entfernen des "aufgeweichten" Gebirges aus dem Hohlraum die Tunnelschale eingefügt. Die Abtragung der Lasten erfolgt dann durch das Zusammenwirken von Gebirge und Tunnelschale.

Die  $\alpha$ -Werte sind abhängig von den Untergrundverhältnissen und der Art des Vortriebs zu wählen. Häufig werden auf der sicheren Seite liegend für die Berechnung der Tunnelschale und für die Ermittlung von Oberflächensetzungen jeweils unterschiedliche Werte angesetzt. Geringe  $\alpha$ -Werte führen zu größeren Verformungen, jedoch zu geringeren Schnittkräften, da durch die Verformungen das umgebende Gebirge vor dem Einbau der Tunnelschale stärker zum Mittragen herangezogen wird.

In der Literatur werden für  $\alpha$  typische Werte zwischen 0,15 und 0,8 genannt, wobei niedrigere Werte für einen Spritzbetonvortrieb und obere Werte für einen Schildvortrieb repräsentativ sind. Ausführliche Vergleichsberechnungen mit 2D- und 3D-FE-Modellen unter Verwendung des Steifig-



keitsverfahrens wurden beispielsweise von Ostermeier, 1990 ausgeführt.

### 8.3.2.3 Volume loss-Verfahren (gap-Verfahren, Kontraktionsverfahren)

Beim Volume loss-Verfahren wird ausgehend vom Primärspannungszustand das Bodenvolumen innerhalb des Ausbruchquerschnitts um den Prozentsatz  $VL_t$  reduziert. Nur wenn das umliegende Gebirge volumenkonstantes Verhalten aufweist, entspricht  $VL_t$  dem Volume loss an der Oberfläche  $VL_s$ . Daher wurden hier - anders als in der Literatur sonst üblich - die Indizes s und t eingeführt (s. auch Abschnitt 5.2).

Die Volumenreduzierung kann wie folgt erreicht werden:

- Einstellen eines kleineren Tunnels in den durch Elementdeaktivierung entstandenen Hohlraum in einem Modellierungsschritt (gap-method nach Rowe et al., 1983).
- Reduzierung der Spannungen im Ausbruchbereich bis der gewünschte Volume loss  $VL_t$  erreicht wird (Addenbrooke et al., 1997). Anschließend wird die Tunnelschale eingestellt.
- Einstellen einer Tunnelschale in den deaktivierten Hohlraum, anschließend schrittweise Kontraktion der Tunnelschale bis auf den gewünschten  $VL_t$  - Wert.

Die Berechnungsergebnisse hängen im Wesentlichen davon ab, um welches Maß der Ausbruchquerschnitt reduziert wird.

Das Volume loss-Verfahren wird insbesondere für die Berechnung von Schildvortrieben eingesetzt, da die Meinung vorherrscht, dass durch den Überschnitt, die Schildmanteldicke und die Konizität des Schildmantels ein  $VL_t$ -Wert vorgegeben ist. Rechnerisch kann aus diesen 3 Komponenten ein Volume loss von grob ca. 2 % entstehen, ein Wert der in der Literatur auch für Berechnungen vorgeschlagen wird. Allerdings ergeben sich dabei gegenüber praktischen Erfahrungen deutlich zu große Setzungsmulden (s. Abschnitt 8.4.3).

### 8.3.3 3D-FE-Berechnungen

Bei der 3D-FE-Berechnung wird der Tunnelvortrieb unter Berücksichtigung aller 3 Raumrichtungen im Untergrund simuliert. Es existieren Programme, bei denen die Netzelemente in Tunnellängsrichtung eine beliebige Form erhalten können (vollwertiges 3D-Netz) und solche, bei denen einzelne Scheiben hintereinander gestellt werden (siehe z.B. Abb. 8.34). Die Elemente letztgenannter Netze weisen in Tunnellängsrichtung immer die Dicke der Scheibe auf, so dass die Netze in der Literatur teils auch 2,5D-FE-Modelle bezeichnet werden. Da jedoch bei geeigneter Wahl der Scheibendicke keine Einschränkungen hinsichtlich der Berechnung von Setzungen gegeben sind, wird im Rahmen dieser Arbeit nicht zwischen 2,5D- und 3D-FE-Modellen unterschieden.

Die Modellierung erfolgt üblicherweise mit der step-by-step-Methode (z. B. Katzenbach und Breth, 1981), bei der nach der Berechnung des Primärspannungszustands der Vortrieb von einem in Abb. 8.34 als Startbereich bezeichneten Bodenblock aus Zug um Zug mit den Schritten „Bodenentnahme“ und „Einbau der Sicherung“ simuliert wird.

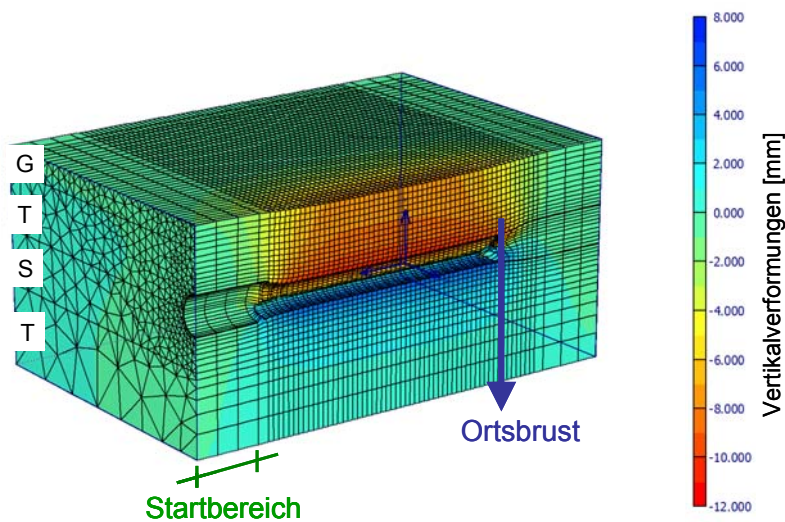


Abb. 8.34: Beispiel eines 3D-FE-Netzes mit Darstellung der Vertikalverformungen

Dabei erzeugt jeder Abschlag eine dreidimensionale Teilsetzungsmulde (s. Abb. 8.35). Die Summe aller Teilsetzungsmulden in Längsrichtung ergibt die Längssetzungsmulde. Die maximale Längssetzung ist erreicht, wenn die Längssetzungsmulde zwischen Startbereich und Ortsbrust eine Horizontale ausbildet (auch „steady state“ bezeichnet, s. Abb. 8.35). Nur im steady state ist die Setzungsmulde weder vom Startbereich noch vom Vortrieb an der Ortsbrust beeinflusst, so dass hier die maximale Quersetzungsmulde bestimmt werden kann, die der Endsetzungsmulde in der Realität in ausreichendem Abstand hinter dem Vortrieb entspricht.

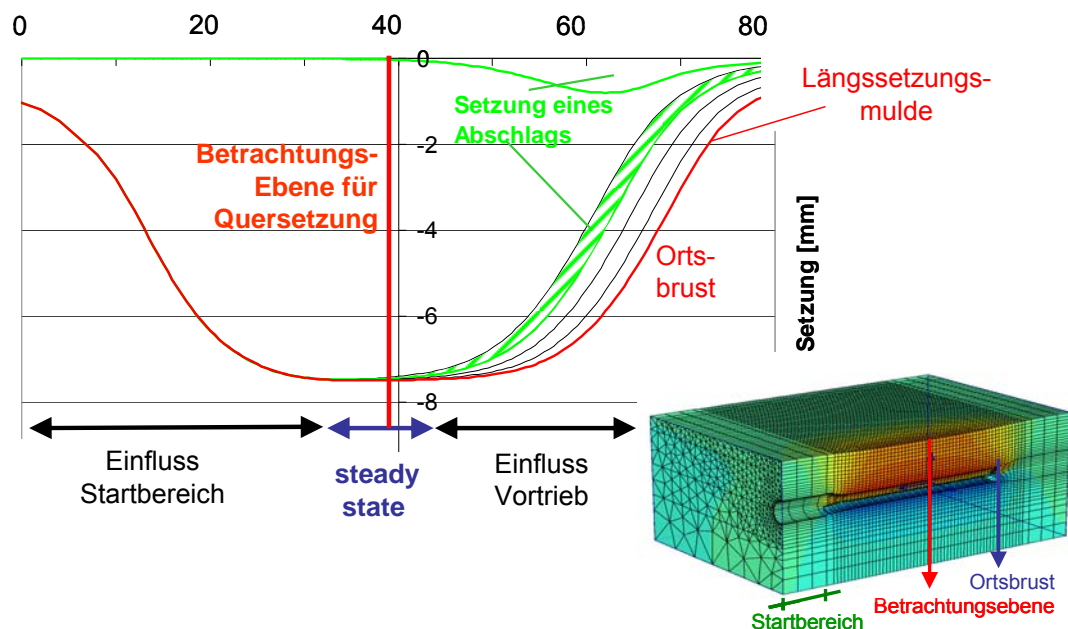


Abb. 8.35: Entwicklung der Längssetzungsmulde bei der 3D-FE-Berechnung

Zum Erreichen des steady state sind relativ große Netze mit einer entsprechend großen Anzahl von Vortriebsschritten und entsprechend langer Rechenzeit von teils mehreren Tagen erforderlich.

Um mit einer geringeren Anzahl von Vortriebszyklen den steady state zu erreichen und damit Rechenzeit zu sparen, kann im Startbereich vorab ein Volume loss  $VL_t$  definiert werden. Dadurch entsteht bereits im Startbereich eine Längssetzung nahe der maximalen Setzung entsprechend

dem steady state. Der Volume loss  $VL_t$  kann beispielsweise mit Hilfe des empirischen Prognoseverfahrens bzw. wie bei ebenen Berechnungen gewählt werden. Hinsichtlich der erforderlichen Modellgröße und Anzahl der Vortriebszyklen siehe Abschnitt 8.3.5.

Um den Simulationsaufwand noch weiter zu reduzieren, schlägt Möller, 2006 vor, für vereinfachte Setzungsberechnungen lediglich einen Abschlag zu simulieren und die dabei erhaltene Setzungsmulde dann auch für weitere Vortriebszyklen zugrunde zulegen. Durch Addition der verschobenen Teilsetzungsmulden kann schnell eine Gesamtsetzungsmulde ermittelt werden. In Abschnitt 8.4.4.3 wird noch detailliert auf dieses Verfahren eingegangen.

Nun werden die Simulationsschritte eines Abschlags beim Spritzbeton- bzw. Schildvortrieb im Detail betrachtet. Beim Spritzbetonvortrieb erfolgt mit dem Vortrieb (Deaktivierung der Bodenelemente) der Einbau (Aktivierung) der Spritzbetonschale. Die langsame Erhärtung des Spritzbetons wird durch eine schrittweise Erhöhung der Spritzbetonsteifigkeit berücksichtigt. Meist wird für die Tunnelschale elastisches Materialverhalten angesetzt. Wie in der Realität der Fall, können gegebenenfalls auch abwechselnd Kalotten- und Strossen- Sohlvortriebe simuliert werden (s. Abb. 8.36). Ebenso ist beim Druckluftvortrieb die Modellierung eines Druckluftstützdruckes möglich.

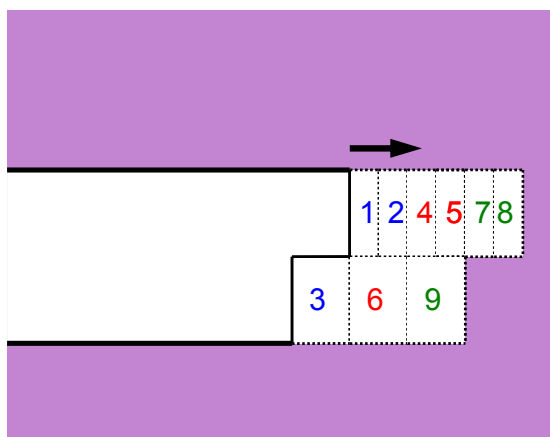


Abb. 8.36: Simulation eines abgestuften Vollaushubs

Insgesamt gesehen können derartige Modellierungen bereits viele Randbedingungen eines realen Vortriebs gut erfassen. Gegenüber der 2D-FE-Berechnung, bei der eine zusätzliche tunnelbauspezifische Eingangsgröße zur Simulation der Längstragwirkung erforderlich ist ( $\alpha$ -,  $\beta$ - oder  $VL_t$ -Wert), sind bei der 3D-FE-Simulation eines Spritzbetonvortriebs nur bodenmechanische Eingangsgrößen anzusetzen. Da diese nicht frei wählbar sind, kann die Größe und Form der zu berechnenden Setzungsmulde nur in engen Grenzen beeinflusst werden, sie ergibt sich direkt aus der Berechnung. Damit kann durch einen Vergleich zwischen Messung und 3D-FE-Berechnung bei einem Spritzbetonvortrieb sehr gut überprüft werden, ob die Modellierung die tatsächlichen Vortriebsverhältnisse gut wiedergibt.

Bei der Simulation des Schildvortriebs ergibt sich eine etwas andere Situation. Wie im vorherigen Abschnitt erläutert, wird der aus Überschnitt, Schildmanteldicke und Konizität des Schildmantels resultierende Volumenverlust des Ausbruchquerschnitts nicht vollumfänglich als Volume loss  $VL_t$  auftreten. Damit muss auch hier wieder - wie bei der 2D-FE-Berechnung - neben den Stoffmodellparametern eine zusätzliche tunnelbauspezifische Eingangsgröße gewählt werden, die die Größe der Setzungsmulde entscheidend beeinflusst.

Die vergleichsweise einfachste Möglichkeit der Simulation eines Schildvortriebs bei der 3D-FE-Berechnung ist es, wie bei der 2D-FE-Berechnung für einen allgemeinen Abschlag einen Volume loss  $VL_t$  vorzugeben. Diverse FE-Programme bieten derartige Möglichkeiten. Die Stützung der Ortsbrust wird mit einem zusätzlichen Stützdruck simuliert.

Maidl et al., 2005 empfehlen hingegen, zusätzlich zum Stützdruck an der Ortsbrust einen Verpressdruck im Bereich des Schildmantels sowie nachfolgenden Tübbingringen zu simulieren, der nicht ganz die Größe des Stützdrucks besitzt. Dieser verhindert das Eindringen des Gebirges in den Hohlraum (s. Abb. 8.37).

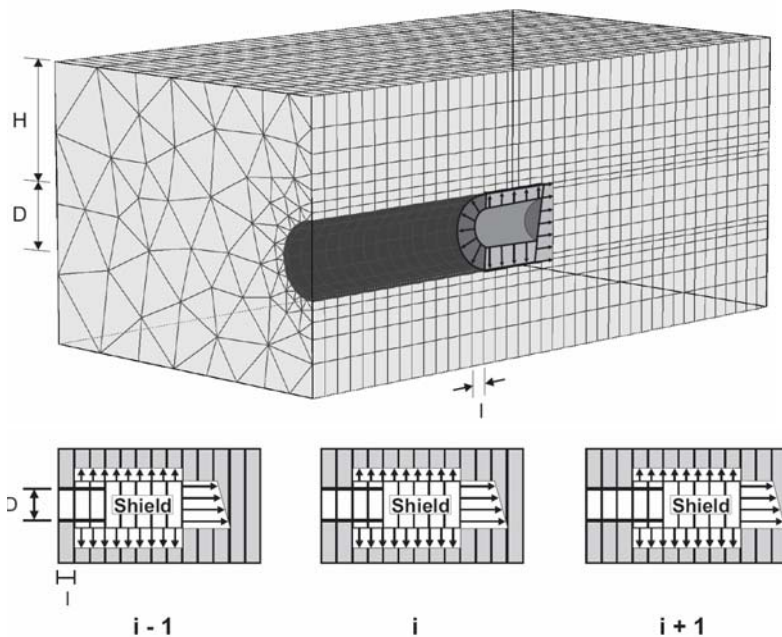
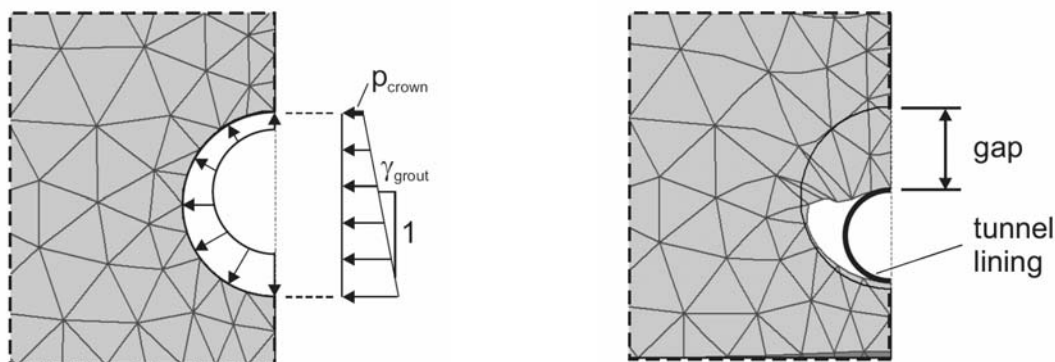


Abb. 8.37: Modellierung des Stützdrucks bei der 3D-FE-Berechnung (aus Möller, 2006)

Möller, 2006 schlägt die so genannte „grout pressure method“ vor, bei der nach der Deaktivierung der Bodenelemente im Tunnelbereich die Tunnelschale sowie umliegende dünne Interface-Elemente eingestellt werden. Über die Interface Elemente um den Tunnel wird gleichzeitig ein Verpressdruck aufgebracht (s. Abb. 8.38). Die Verformungen sind durch die Tunnelschale begrenzt.



a) Aufbringen des Verpressdrucks

b) Verformungen nach der Berechnung. Begrenzung der Verformung durch die Tunnelschale

Abb. 8.38: Grout pressure method nach Möller, 2006

Der Unterschied dieser Methode gegenüber Verfahren, bei denen ähnlich dem  $\beta$ -Verfahren die Stützkräfte reduziert werden, ist, dass keine Schubkräfte zwischen Tunnelschale und Gebirge auftreten.

Im Gegensatz zum Spritzbetonvortrieb ist somit bei der Simulation des Schildvortriebs eine zusätzliche tunnelbauspezifische Eingangsgröße erforderlich, deren Größe nicht genau bekannt ist und mit der die Größe der Setzungsmulde entscheidend beeinflusst wird.

### 8.3.4 4D-FE-Berechnung

Schon im bekannten Spruch der Tunnelbauer „Geschwindigkeit ist Sicherheit“ ist die baupraktische Erfahrung dokumentiert, dass die Sicherheit eng mit der Vortriebsgeschwindigkeit verknüpft ist. Dies trifft insbesondere auf Vortriebe im feinkörnigen Boden zu, wo in Abhängigkeit von der Zeit durch Ausnutzung teildränkter Zustände kurzfristig eine ausreichende Standsicherheit erreicht werden kann. Dies lässt sich bei FE-Berechnungen dadurch berücksichtigen, dass gemäß der Konsolidierungstheorie zwischen effektiven Spannungen und Porenwasserdrücken unterschieden und durch eine Strömungsberechnung der entstehende Strömungsdruck, der sich in den Porenwasserdrücken ausdrückt, berücksichtigt wird. Da diese Vorgänge zeitabhängig sind, werden die Berechnungen auch als 4D-FE-Berechnungen bezeichnet. Im Unterschied zur 3D-FE-Berechnung erfolgt mit jedem Abschlag eine zusätzliche Konsolidationsberechnung, um auch teildrängte Zustände berücksichtigen zu können.

Hinsichtlich der Modellierung gelten die Angaben für die 3D-FE-Berechnung des vorherigen Abschnitts. Zusätzlich sind Angaben über die Durchlässigkeit des Gebirges, die Vortriebsgeschwindigkeit, den Kompressionsmodul des Korngerüsts sowie des Porenwassers  $K^s$  und  $K^f$  erforderlich.

### 8.3.5 Zur Wahl der Netzgröße bei 2D- und 3D-Berechnungen

Aufbauend auf den Untersuchungen von Möller, 2006 zum Einfluss der Netzgröße und Maschenweite werden nachfolgend allgemeine Angaben zur Wahl der Netzgröße zusammengestellt.

Bezüglich der Netztiefe  $t$  (Abstand zwischen Tunnelachse und Netzunterkante) bestätigte Möller, 2006 die Angabe von Meissner, 1996, wonach für 2D-FE-Berechnungen empfohlen wird:

$$t = 1,5 \cdot D \text{ bis } 2,5 \cdot D \quad \text{Gl. 8.46}$$

Bei 3-D-FE-Berechnungen kann die Netztiefe nach Möller, 2006 etwas reduziert werden.

Zur Festlegung der Netzbreite  $b$  für die Berechnung von Setzungsmulden kann das Verhältnis der maximalen Setzung zur Setzung am Netzrand herangezogen werden, beispielsweise dass die Setzung am Netzrand maximal 1 % der Maximalsetzung beträgt. Diese Vorgabe führt allerdings bei tiefliegenden Tunneln zu sehr großen Netzen. Da bei tiefliegenden Tunneln die Maximalsetzung in der Regel geringer ausfällt, erscheint diese Vorgabe sehr streng. Möller, 2006 schlägt für 2D- und 3D-FE-Berechnungen folgende Gleichung vor:

$$b = 2 \cdot D \cdot \left( 1 + \frac{H}{D} \right) \quad \text{Gl. 8.47}$$

Über die Länge des 3D-FE-Netzes  $L$  bestehen unterschiedliche Angaben in der Literatur. Wesent-

lich ist, dass innerhalb des Vortriebs der steady state erreicht wird, wobei gemäß Literaturangaben durch die Wahl eines geeigneten Volume loss zu Beginn des Vortriebs die erforderliche Länge reduziert werden kann. Nach Möller, 2006 sollte das Netz mindestens folgende Länge L aufweisen:

$$L = D \cdot \left( 13 + \frac{11 \cdot H}{3 \cdot D} \right) \quad \text{Gl. 8.48}$$

Um Berechnungszeit zu sparen, besteht der Wunsch, ein möglichst grobes Netz zu generieren. Nach den Untersuchungen von Möller, 2006 ist die Netzfeinheit bei der 2D-FE-Berechnung nur von untergeordneter Bedeutung und es kann ein relativ grobes Netz verwendet werden. In Abb. 8.39 ist beispielhaft ein von Möller verwendete Netz wiedergegeben, welches im Vergleich mit noch feineren Netzen ein gleichwertiges Ergebnis lieferte. Bei der Netzgenerierung ist zu berücksichtigen, dass zur geeigneten Darstellung der Ergebnisse der Setzungsmulde das Netz insbesondere an der Oberfläche nicht zu grob sein darf.

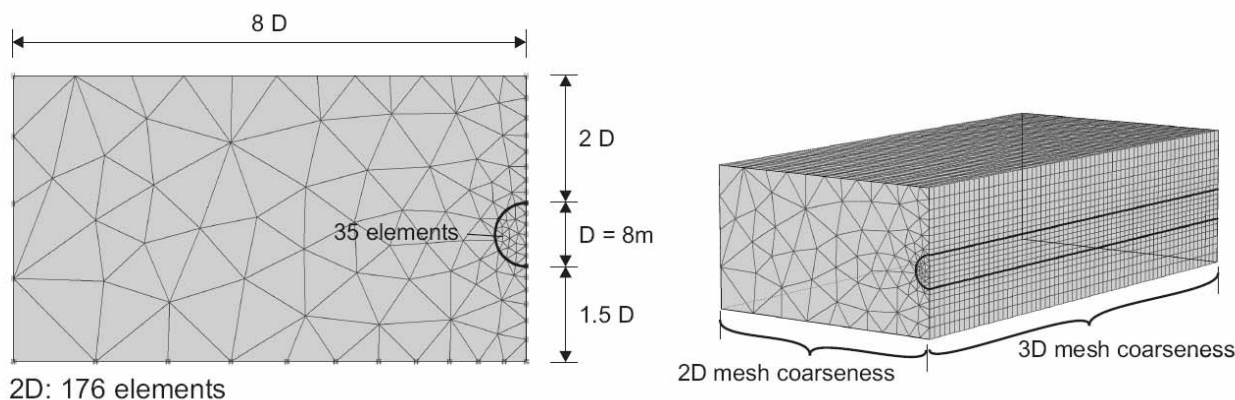


Abb. 8.39: Netzfeinheit bei der „2D- und 3D-FE-Berechnung nach Möller, 2006

Die Netzfeinheit in Tunnellängsrichtung beeinflusst dagegen nach Möller durchaus das Ergebnis. Er untersuchte einen Schildvortrieb mit einer Abschlagslänge von  $2\text{m}$  und stellte fest, dass bei einer Elementscheibendicke von ebenfalls  $2\text{m}$  im Vergleich zu einer Elementscheibendicke von einem Meter eine um ca.  $10\%$  kleinere Setzungsmulde ermittelt wird. Noch geringere Elementscheibendicken wirken sich dagegen nicht mehr auf das Ergebnis der Setzungsmulde aus.

## 8.4 Vergleich zwischen Berechnungen und Messergebnissen

### 8.4.1 Randbedingungen für die Vergleichsberechnungen

Nachfolgend wird überprüft, ob sich mit den zuvor beschriebenen Verfahren unter Anwendung höherwertiger Stoffmodelle tunnelbauinduzierte Setzungen geeignet berechnen lassen. Weiterhin werden Vorschläge zur Wahl von tunnelspezifischen Eingangsgrößen unterbreitet. In der Literatur wurden hierzu zwar bereits diverse Vergleichsberechnungen, jedoch keine systematischen, auf einer größeren Datenbasis basierende Untersuchungen veröffentlicht. Wie beim empirischen Prognoseverfahren bereits erläutert, hat ein einzelner Vergleich zwischen Messung und Berechnung nur eine sehr begrenzte Aussagekraft, da wesentliche Aspekte wie z.B. die Streuung der Messergebnisse nicht berücksichtigt werden können.

Die Berechnungen wurden mit dem Programm PLAXIS bzw. PLAXIS 3D-TUNNEL durchgeführt. Es wurde überwiegend das Stoffmodell Hardening Soil, gegebenenfalls unter Verwendung der Zusatzmodule Small Strain Stiffness und Consolidation verwendet. Wenn nicht gesondert angegeben, erfolgte die Wahl der Randbedingungen für das FE-Netz entsprechend den Angaben in Abschnitt 8.3.5. Den 2-D- und den 3D-FE-Berechnungen sind 15-knotige Dreieckselemente zugeordnet. Zur Bestimmung der Verformungen werden Interpolationen vierter Ordnung angesetzt, die numerische Integration erfolgt über 12 Gauß Punkte, für welche jeweils die Spannungen bestimmt werden. Die 3D-FE-Berechnungen erfolgten an einem aus mehreren Scheiben aufgebautem Netz (2,5D-Modell).

Die rückgerechneten eingleisigen Vortriebsquerschnitte wurden vereinfachend kreisförmig angesetzt. Der Durchmesser, der zwischen 6,8 und 7,2 m betrug, errechnete sich unter der Annahme der Flächengleichheit von Rechenquerschnitt und ausgeführtem Vortrieb. Die Schalendicke der Außenschale wurde je nach Ausführung mit 15 bis 25 cm angenommen. Dem Spritzbeton wurde elastisches Materialverhalten mit einer Wichte  $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$  und einer Querdehnzahl  $\nu = 0,2$  zugewiesen. Der E-Modul der Außenschale beträgt bei der 2-D-FE-Berechnung direkt nach dem Einbau  $15000 \text{ MN/m}^2$  und im ausgehärteten Zustand  $25000 \text{ MN/m}^2$ . Bei der 3D-FE-Berechnung wurde der E-Modul der Spritzbetonschale in 4 Schritten von  $5 \text{ MN/m}^2$  auf  $25 \text{ MN/m}^2$  erhöht (s. Abschnitt 8.4.4.1).

#### 8.4.2 Einfluss des Seitendruckbeiwerts und des Stoffmodells

Vorab des Vergleichs zwischen Messungen und Berechnungen wurden einleitend im Rahmen einer Parameterstudie Berechnungen mit verschiedenen Stoffmodellen durchgeführt und die Ergebnisse mit Literaturangaben verglichen.

Anhand von 2D-FE-Berechnungen mit dem Volume loss-Verfahren wurde ein Schildvortrieb mit Durchmesser  $D = 7 \text{ m}$  im Ton (Eingangsgrößen nach Abschnitt 8.2.5, System mittel) in verschiedenen Tiefen, bei unterschiedlichem Volume loss und verschiedenen Seitendruckbeiwerten simuliert. Folgende Variationen wurden vorgenommen:

Bezeichnung	Stoffmodell	Überdeckungsverhältnis H / D [-]	VL <sub>t</sub> [%]	K <sub>0</sub>
HS 1HD NC	Hardening soil (HS)	1	0,4	0,58 (NC)
HSS 1HD NC	Hardening soil + small strain stiffness (HSS)	1	0,4	0,58 (NC)
MC 1HD NC	Mohr-Coulomb MC	1	0,4	0,58 (NC)
HS 1HD K0-0,8	HS	1	0,4	0,8
HS 1HD K0-1,0	HS	1	0,4	1
HS 3HD NC	HS	3	0,4	0,58 (NC)
HSS 3HD NC	HSS	3	0,4	0,58 (NC)
MC 3HD NC	MC	3	0,4	0,58 (NC)
HS 2HD NC	HS	2	0,4	0,58 (NC)
HSS 2HD NC	HSS	2	0,4	0,58 (NC)
HS 3HD NC VLt0,8	HS	3	0,8	0,58 (NC)
HSS 3HD NC VLt0,8	HSS	3	0,8	0,58 (NC)
HS 3HD NC VLt1,2	HS	3	1,4	0,58 (NC)
HSS 3HD NC VLt1,2	HSS	3	1,4	0,58 (NC)
NC: normalkonsolidiert		MC: Mohr-Coulomb		
HS: Hardening soil		HSS: Hardening soil + small strain stiffness		

Tab. 8.3: Vergleichsberechnungen zum Einfluss auf die Breite der Setzungsmulde

Zur Darstellung der Setzungsmulden wurden die Setzungen der Knotenpunkte an der Oberkante des Modells herangezogen. Da zwischen den einzelnen Setzungspunkten geradlinig interpoliert wurde, besitzen insbesondere die vergleichsweise spitzen Setzungsmulden keine ausgerundete Form, was jedoch für die nachfolgenden Aussagen nicht relevant ist.

In Abb. 8.40 sind zunächst die Ergebnisse der Vergleichsberechnungen mit  $VL_t = 0,4$  dargestellt.

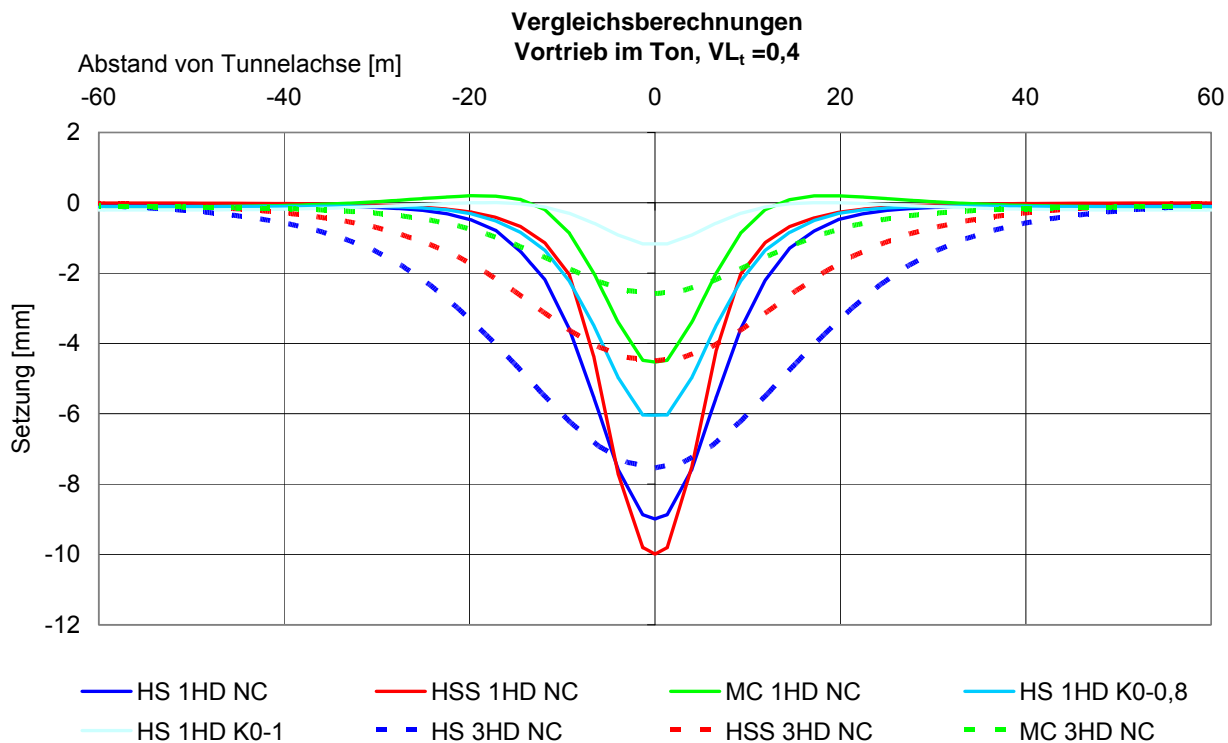


Abb. 8.40: Einfluss unterschiedlicher Stoffmodelle, des Seitendruckbeiwerts und des Überdeckungsverhältnisses auf die Form der Setzungsmulde

Zunächst wird der Einfluss des Seitendruckbeiwerts betrachtet (HS 1HD NC / HS 1HD K0-0,8 / HS 1HD K0-1). Die Größe der Setzungsmulde ist stark vom Seitendruckbeiwert abhängig. Mit zu 1 hin zunehmendem Seitendruckbeiwert  $K_0$  reduzieren sich der Volume loss und die maximale Setzung erheblich.

Ein ähnliches Ergebnis beschreibt Möller, 2006 (s. Abb. 8.41), der 2D- und 3D-FE-Berechnungen mit dem Stoffmodell Hardening Soil und Small Strain Stiffness bei unterschiedlichen Seitendruckbeiwerten miteinander verglich. Demnach traten ab  $K_0 = 1,5$  sogar Hebungen auf. Diese wurden damit erläutert, dass durch die Bodenentnahme eine Entlastung und bei hohem Seitendruck eine Entspannung in horizontaler Richtung auftritt.



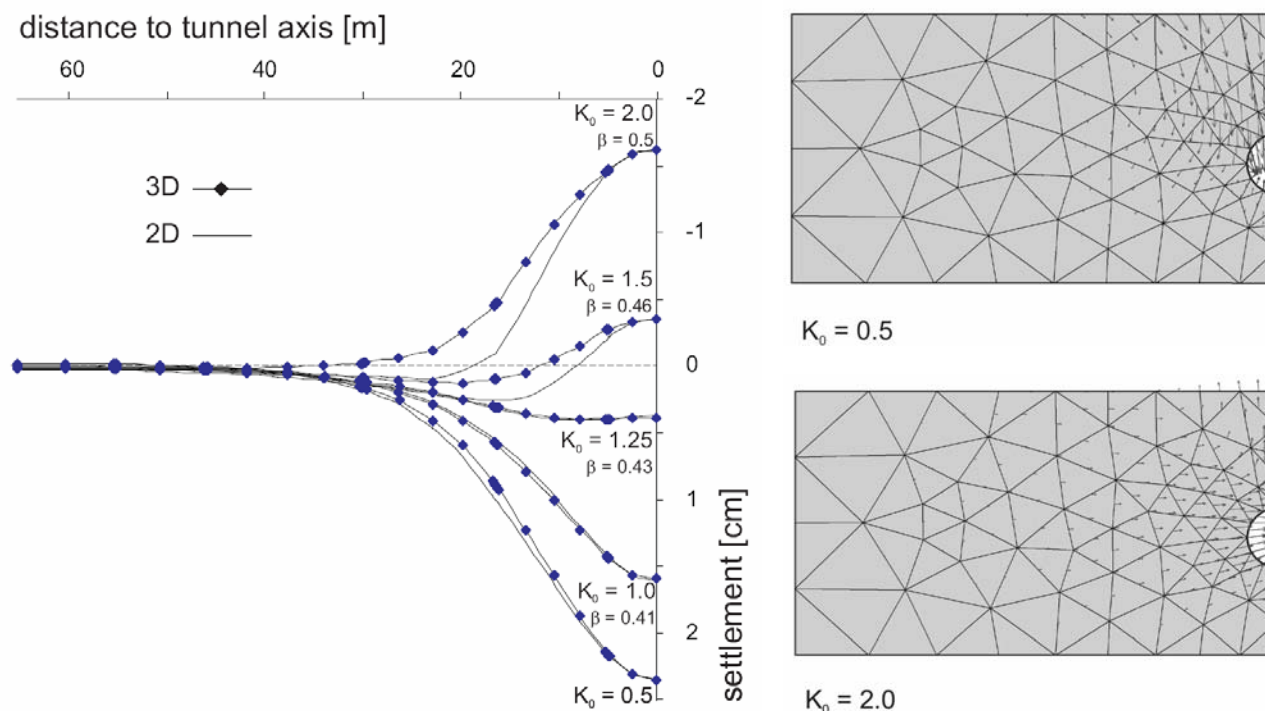


Abb. 8.41: Errechnete Setzungsmulden in Abhängigkeit von  $K_0$  nach Möller, 2006

Franzius, 2003 kommt in seinen Vergleichsberechnungen zum Vortrieb „Jubilee Line Extension at St. Jame’s Park, London“ unter Verwendung eines elastoplastischen Stoffmodells mit small strain stiffness und unter Berücksichtigung eines in London üblicherweise angesetzt, sehr hohen  $K_0$ -Werts von 1,5 auch zum Schluss, dass bei hohem  $K_0$  ein unrealistisch hoher Volume loss  $VL_t$  anzusetzen ist, damit die berechnete mit der gemessenen Maximalsetzung übereinstimmt. Allerdings ist die berechnete Setzungsmulde dann zu breit.

Als Fazit geben beide Autoren an, dass nur bei Ansatz sehr hoher Seitendruckbeiwerte ( $K_0 > 1$ ) keine gute Übereinstimmung zwischen Messung und Berechnung zu erzielen ist. Im Übrigen stellten sie fest, dass die Setzungsmulden der 2D- und 3D-FE-Berechnungen gut miteinander übereinstimmen.

Nun werden die Ergebnisse der Vergleichsberechnungen von Tab. 8.3 mit unterschiedlichen Stoffmodellen MC, HS und HSS miteinander verglichen. Bei einem Überdeckungsverhältnis  $H/D = 1$  (siehe HS 1HD NC / HSS 1HD NC / MC 1HD NC in Abb. 8.40) ergibt sich unter sonst gleichen Eingangsgrößen mit dem Stoffmodell HSS die steilste Setzungsmulde mit der größten Maximalsetzung, gefolgt von dem Stoffmodell HS und dem ideal elastisch, ideal plastischen Stoffmodell nach Mohr Coulomb. Diese Aussage stimmt mit Untersuchungsergebnissen aus der Literatur überein (z.B. Ng und Lee, 2005 (s. auch Abb. 8.1); Schweiger, 2008 oder Addenbrooke et al., 1997).

Bei  $H/D = 3$  (siehe HS 3HD NC / HSS 3HD NC / MC 3HD NC in Abb. 8.40) führt allerdings überraschenderweise die Berechnung mit HS zur größten und zugleich auch steilsten Setzungsmulde, was den zuvor getroffenen Feststellungen widerspricht. Um dieses Ergebnis zu überprüfen, wurden ergänzende Berechnungen unter Verwendung von HS und HSS mit unterschiedlichem Volume loss und Überdeckungsverhältnis  $H/D$  durchgeführt (siehe Abb. 8.42).

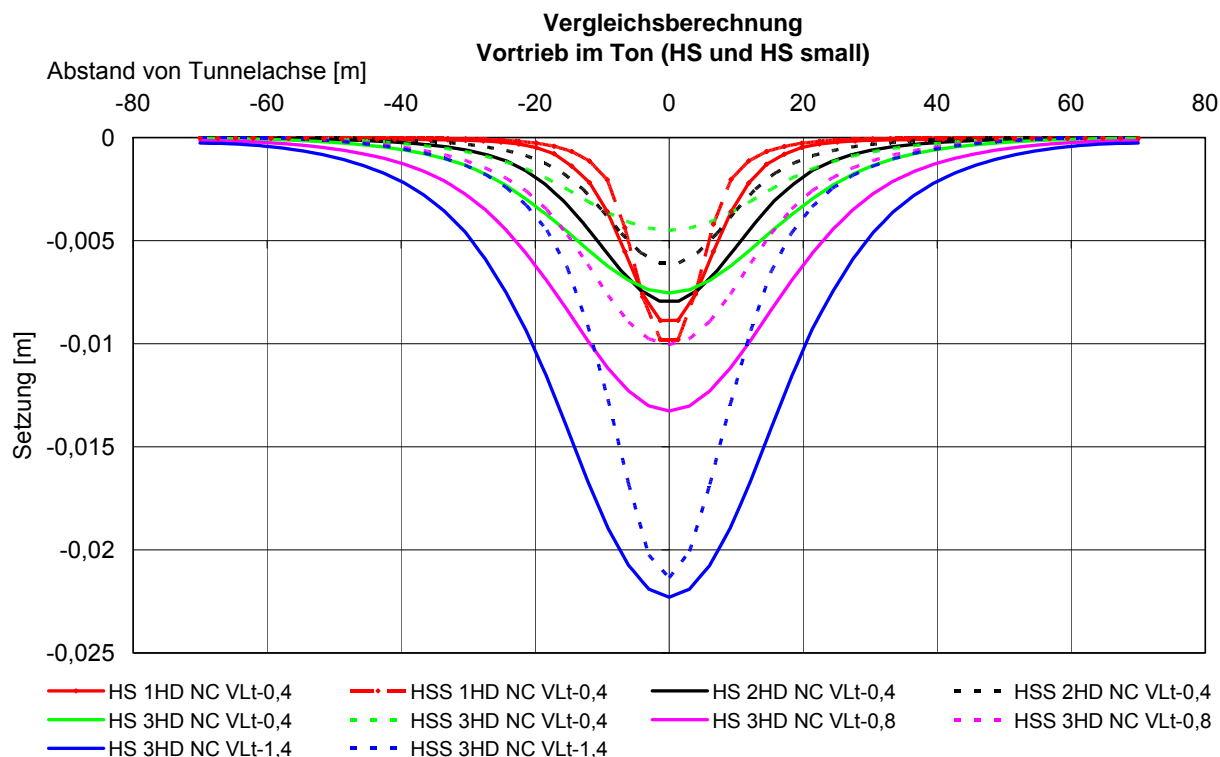


Abb. 8.42: Einfluss des Volume loss und der Überdeckung auf die Setzungsmulde

Es zeigt sich, dass bei konstantem  $VL_t$  mit steigender Überdeckung die Setzungsmulde mit HSS gegenüber der mit HS immer flacher und kleiner wird ( $VL_s$  wird im Vergleich kleiner). Ebenso wird bei konstantem Überdeckungsverhältnis  $H/D = 3$  mit abnehmendem Volume loss die Setzungsmulde mit HSS gegenüber der mit HS immer flacher und kleiner.

Dies ist anschaulich plausibel, wenn man berücksichtigt, dass sich mit HSS die Steifigkeit bei kleinen Verformungen erhöht. Bei geringer Überdeckung treten geringe Verformungen überwiegend im Randbereich auf. Durch die dort erhöhte Steifigkeit reduzieren sich die Setzungen, die Setzungsmulde wird insgesamt steiler. Bei großer Überdeckung oder kleinem  $VL_t$  treten auch direkt über dem Tunnel kleine Verformungen auf, so dass sich mit HSS gegenüber HS die Setzungsmulde insgesamt reduziert. Damit sinkt bei Verwendung von HSS gegenüber HS bei großer Überdeckung die Tangentenneigung und der Volume loss  $VL_s$  der Setzungsmulde. Insgesamt kann somit die in der Literatur zu findende pauschale Aussage, dass unter sonst gleichen Randbedingungen die Verwendung von HSS gegenüber HS zu steileren Setzungsmulden führt, nicht bestätigt werden.

Nach den ausgeführten Vergleichsberechnungen wirkt sich HSS weniger auf die Breite als vielmehr auf den Volume loss  $VL_s$  aus. Daraus folgt, dass zur Erzielung eines gleichen Volume loss  $VL_s$  unter Anwendung von HSS andere tunnelbauspezifische Kenngrößen ( $\alpha$ ,  $\beta$  oder  $VL_t$ ) einzusetzen sind als mit HS. Dies ist auch für die Tunnelbaustatik ein wichtiger Aspekt, da die Erfahrungswerte hinsichtlich der tunnelbauspezifischen Kenngrößen bei Anwendung anderer Stoffmodelle nicht ohne weiteres übernommen werden können.

Für die nachfolgend durchgeführten Vergleiche zwischen Messung und Berechnung ist es entscheidend, dass mit dem verwendeten Stoffmodell die Breite und Tiefe der Setzungsmulde bei geeignet gewähltem  $\alpha$ ,  $\beta$  oder  $VL_t$  gut nachvollzogen werden kann. Hier hat sich im Rahmen der im nächsten Abschnitt vorgestellten Rückrechnungen gezeigt, dass mit dem Stoffmodell HS insgesamt

eine sehr gute Übereinstimmung zwischen berechneten und gemessenen Setzungsmulden erzielt wird. Auf die Anwendung von HSS wurde daher nachfolgend verzichtet. Rückrechnungen mit dem Stoffmodell Mohr-Coulomb ergaben in allen Fällen deutlich zu breite Setzungsmulden, es wurde daher nachfolgend nicht berücksichtigt.

Für FE-Berechnungen allgemein gilt, dass bei Ansatz sehr hoher Seitendruckbeiwerte ( $K_0 > 1$ ) keine realistischen Setzungsmulden mehr errechnet werden. Allerdings treten derartige Seitendruckbeiwerte im Lockergestein auch nur sehr selten auf. Beispielsweise wurden selbst für die bereits halbfesten bis festen tertiären Tone in München bei hoher ehemaliger Überlagerung für den Regelvortrieb Seitendruckbeiwerte  $K_0 < 1$  bestimmt.

### 8.4.3 2D-FE-Berechnungen

#### 8.4.3.1 Rückrechnung von Münchner Spritzbetonvortrieben

Um hinsichtlich der Anwendbarkeit des elastoplastischen Stoffmodells mit Verfestigung zur Berechnung von Setzungen im Tunnelbau eine gesicherte Datenbasis zu haben, wurden 18 atmosphärische Parallelvortriebe im Quartär und 9 atmosphärische Parallelvortriebe im Tertiär nachgerechnet (Geyer, 2008). Die ausgewählten Vortriebe wiesen im Vergleich zwischen Messung und empirischer Prognose eine gute Übereinstimmung auf. Es wurde das  $\beta$  - und das Volume loss-Verfahren verwendet und durch Variation der tunnelbauspezifischen Kenngrößen  $\beta$  bzw.  $VL_t$  die Setzungsmulde ermittelt, die sich am besten an die Messwerte anschmiegt.

Die Übereinstimmung zwischen gemessener und errechneter Setzungsmulde, und damit die Eignung des verwendeten Stoffmodells wurde anhand der Breite der Setzungsmulde visuell beurteilt. Die Ergebnisse der Quartärvortriebe sind im  $z_0 / i$  -Diagramm des empirischen Prognoseverfahrens in Abb. 8.43 farblich dargestellt. Blau bedeutet, dass die Setzungsmulden fast übereinander liegen, grün eine mittlere Übereinstimmung mit geringen Abweichungen und rot eine vergleichsweise schlechte Übereinstimmung.

In Abb. 8.44 sind je 2 Beispiele guter und mittlerer Übereinstimmung im Quartär und Tertiär dargestellt.

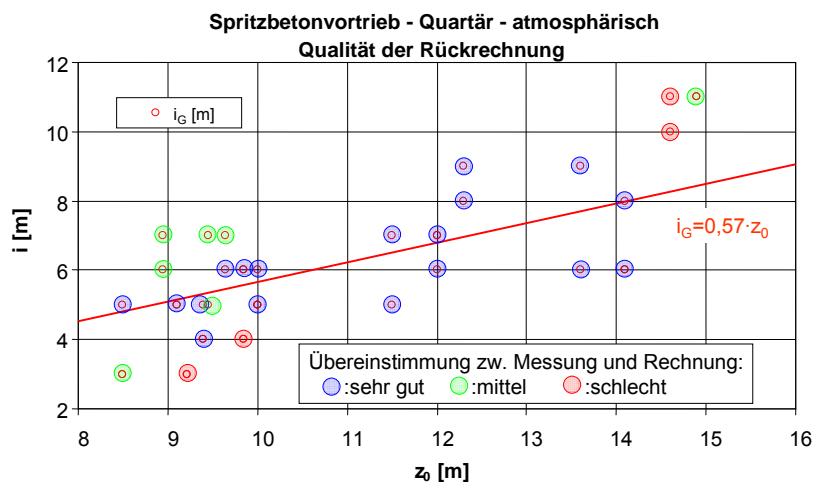
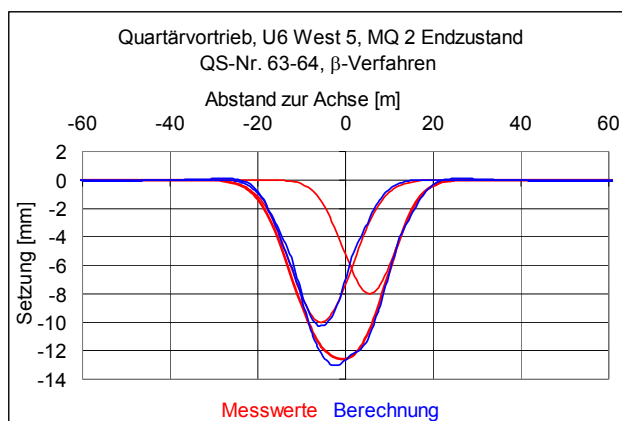
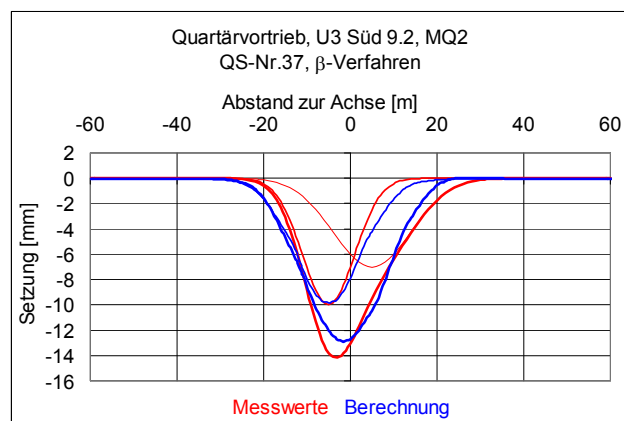


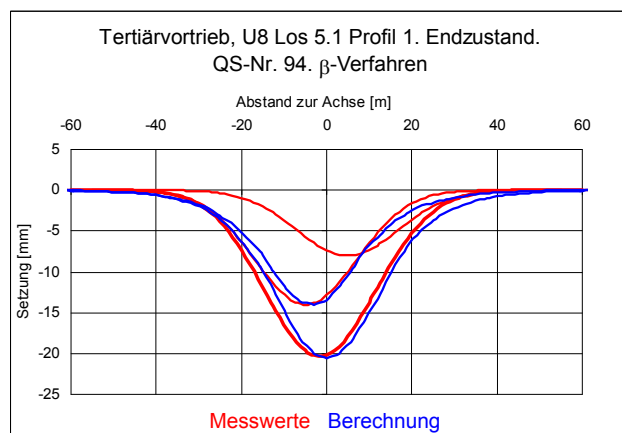
Abb. 8.43: Vergleichende Beurteilung von gemessenen und mit 2D-FE berechneten Setzungsmulden



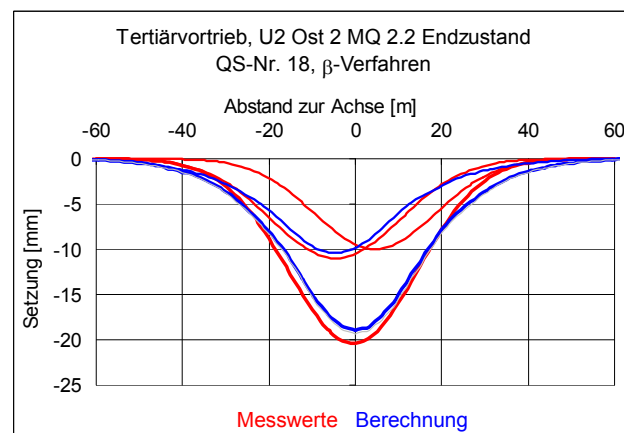
a) Quartär vortrieb, gute Übereinstimmung



a) Quartär vortrieb, mittlere Übereinstimmung



c) Tertiär vortrieb, gute Übereinstimmung



a) Tertiär vortrieb, mittlere Übereinstimmung

Abb. 8.44 a bis d: Je 2 Beispiele mit guter und mittlerer Übereinstimmung zwischen Messung und 2D-FE-Berechnung

Überwiegend zeigte sich im Quartär eine sehr gute Übereinstimmung zwischen Messung und Berechnung. Mittlere oder schlechte Übereinstimmungen traten, mit einer Ausnahme, nur bei hoher bzw. niedriger Tunneltiefe und größerem Abstand des aus der Messung bestimmten Wendepunkt-abstands  $i_G$  von der Regressionsgeraden auf. Unter der Annahme, dass die Regressionsgerade einen guten Mittelwert darstellt, bedeutet dies aber, dass eher die Messung zu hohe bzw. zu niedrige Wendepunkt-abstände liefert und nicht, dass die Berechnung ungeeignet ist.

Die Übereinstimmung bei den untersuchten Tertiär vortrieben war mit einer Ausnahme immer sehr gut, die Abweichungen von der gemessenen Setzungsmulde betragen immer unter 2 mm. Auf eine Darstellung im  $z_0 / i$ -Diagramm wurde daher verzichtet. Lediglich bei einem Messquerschnitt wurde eine mittlere Übereinstimmung festgestellt (s. Abb. 8.44).

Insgesamt kann somit die geeignete Anwendbarkeit des verwendeten elastoplastischen Stoffmodells mit Verfestigung zur Berechnung von Setzungsmulden im Tunnelbau zumindest für Bau-groundverhältnisse, die denen in München ähneln, vollumfänglich bestätigt werden, und zwar auch ohne die Berücksichtigung der Steifigkeitserhöhung bei kleinen Dehnungen (small strain stiffness).

### 8.4.3.2 Abhängigkeit zwischen $VL_s$ und $\beta$ bzw. $VL_t$

Nachfolgend wird der Frage nachgegangen, welche tunnelbauspezifischen Kenngrößen zur Be-

rücksichtigung der räumlichen Tragwirkung bei der 2D-FE-Berechnung anzusetzen sind.

In der Praxis wird häufig so vorgegangen, dass die tunnelbauspezifischen Eingangsgrößen stark auf der sicheren Seite liegend geschätzt oder Variationsberechnungen mit großen Bandbreiten durchgeführt werden, ohne dass zur Auftretenswahrscheinlichkeit Informationen vorliegen. Es wäre daher für die Praxis eine wertvolle Hilfe, wenn über die Bestimmung des Volume loss  $VL_s$  mit dem empirischen Prognoseverfahren und die Berücksichtigung einer Korrelation zwischen  $VL_s$  und den tunnelbauspezifischen Eingangsgrößen  $\alpha$ ,  $\beta$  oder  $VL_t$  eine Aussage zu deren Auftretenswahrscheinlichkeit getroffen oder zumindest deren mögliche Bandbreiten deutlich eingeschränkt werden könnten. Die vorgeschlagene Vorgehensweise ist in Abb. 8.45 dargestellt. Diese Vorgehensweise ist nicht nur für Setzungen, sondern auch für tunnelstatische Fragestellungen wie die Schnittgrößenermittlung relevant, wobei hierfür auf der sicheren Seite liegend eher niedrigere  $VL_s$ -Werte anzusetzen sind (s. Abb. 8.45).

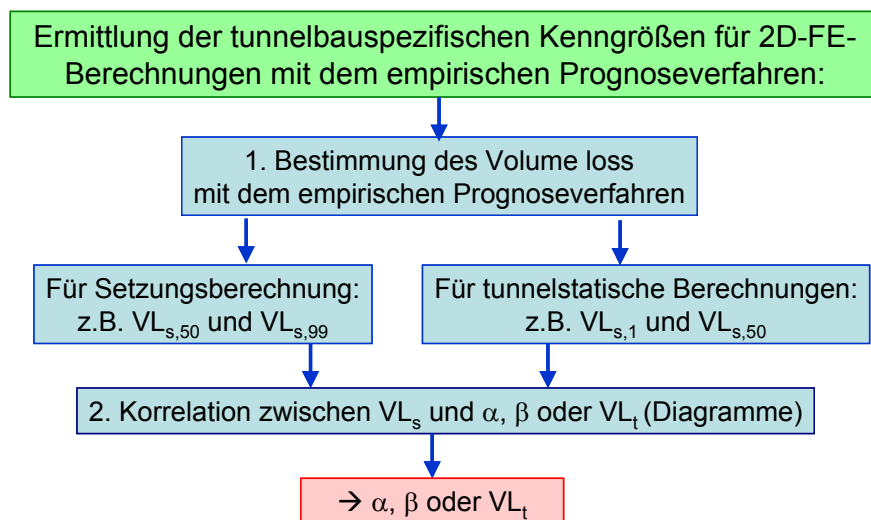


Abb. 8.45: Vorschlag zur Bestimmung von tunnelbauspezifischen Kenngrößen für 2D-FE-Berechnungen

Als Einstieg in diese Thematik, die im Rahmen dieser Arbeit nicht vollumfänglich untersucht werden konnte, wurden zum einen die mit dem  $\beta$ - und dem  $VL_s$ -Verfahren rückgerechneten Querschnitte ausgewertet und es wurden ergänzend Variationsberechnungen an idealisierten Querschnitten im Quartärkies und Tertiärton zur Darstellung des Einflusses des Seitendruckbeiwerts  $K_0$  und des Überdeckungsverhältnisses  $H/D$  durchgeführt.

In Abb. 8.46 sind zunächst die mit dem  $\beta$ - und dem  $VL_s$ -Verfahren rückgerechneten Querschnitte ausgewertet, bei denen sich eine gute Übereinstimmung zwischen Messung und Rückrechnung ergab. Dabei wurde der Einfluss von  $K_0$  und  $H/D$  zunächst nicht berücksichtigt. Es wurde nur der 1. Vortrieb betrachtet, da das Ergebnis des 2. Vortriebs bereits wieder von dem des 1. Vortriebs beeinflusst sein könnte.

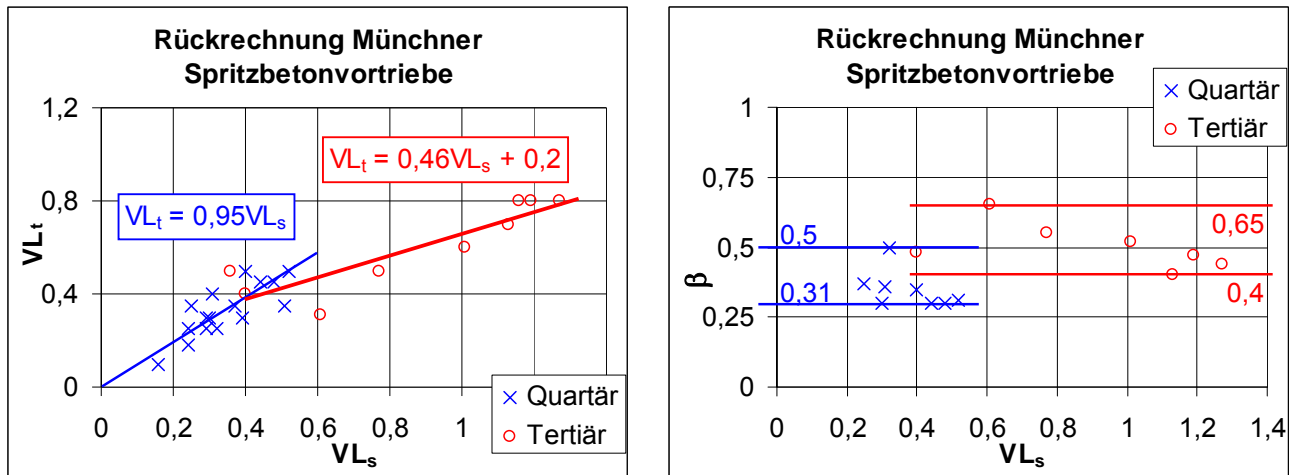


Abb. 8.46 a und b: Auswertung von Rückrechnungen Münchner Spritzbetonvortriebe im Quartär und Tertiär

Jeweils ist ein Unterschied zwischen Quartär- und Tertiärvortrieben zu erkennen. Wie zu erwarten, ist eine lineare Abhängigkeit zwischen  $VL_t$  und  $VL_s$  vorhanden. Die Abhängigkeit zwischen  $\beta$  und  $VL_s$  kann hingegen nur im Rahmen einer Bandbreite angegeben werden, wobei sich diese gegenüber Literaturangaben ( $0,2 < \beta < 0,80$ ) jedoch erheblich eingrenzen lässt.

Die Streuungen bzw. Bandbreiten bei den Rückrechnungen können vielfältige Ursachen haben. Wesentlich wird sein, dass auch die Messergebnisse streuen und dass bei dieser Auswertung verschiedene Einflussgrößen wie beispielsweise die Tunneltiefe oder der Seitendruckbeiwert aufgrund der geringen Datenbasis nicht berücksichtigt werden konnten. Um deren Einfluss darzustellen, wurden nachfolgend zwei idealisierte, nicht geschichtete Querschnitte mit den Kennwerten des Tertiärtons und des Quartärkieses untersucht (Geyer, 2008). Der Tunneldurchmesser wurde mit 7 m angenommen. Es wurde der Volume loss  $VL_s$  in Abhängigkeit von  $\beta$  bzw.  $VL_t$ ,  $K_0$  und  $H/D$  ermittelt.

Zunächst wird  $VL_s$  in Abhängigkeit von  $VL_t$  betrachtet. Wie in Abb. 8.47 beispielhaft für einen Quartärvortrieb bei unterschiedlichem Überdeckungsverhältnis dargestellt, war das Verhältnis  $VL_t / VL_s$  immer konstant, es wird daher der Verhältniswert  $\chi^{VL}$  eingeführt (Gl. 8.49) und dieser in Abhängigkeit von  $K_0$  und  $H/D$  dargestellt (s. Abb. 8.48 a und b).

$$\chi^{VL} = \frac{VL_t}{VL_s} \quad \text{Gl. 8.49}$$

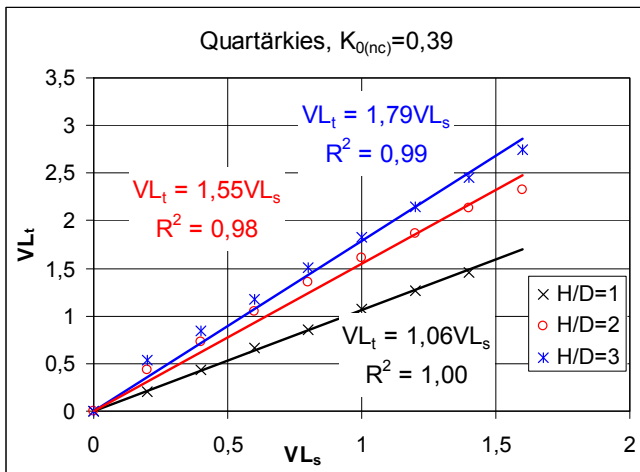


Abb. 8.47:  $VL_s$  in Abhängigkeit von  $VL_t$  beim Quartärvortrieb (idealisierter Querschnitt)

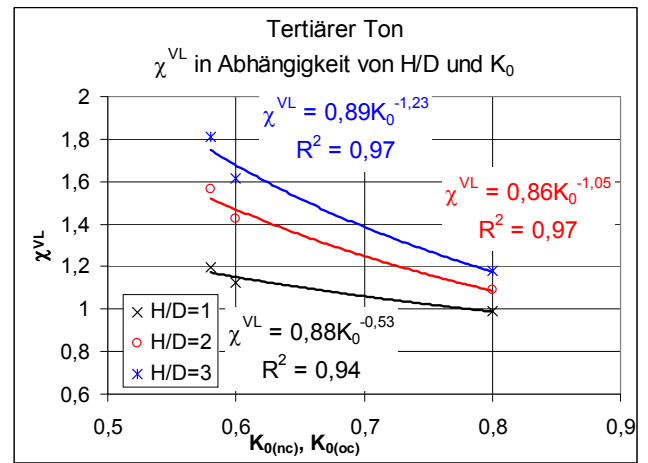
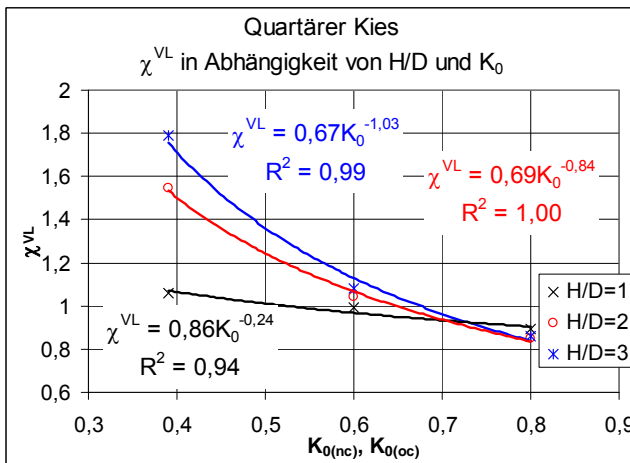


Abb. 8.48 a u. b:  $\chi^{VL}$  in Abhängigkeit von H/D und  $K_0$

In Abb. 8.49 und Abb. 8.50 ist - da das Verhältnis zwischen  $VL_t$  und  $\beta$  nicht konstant ist -  $VL_s$  direkt in Abhängigkeit von  $\beta$  und H/D für  $K_{0(nc)}$  und  $K_{0(oc)} = 0,8$  dargestellt.

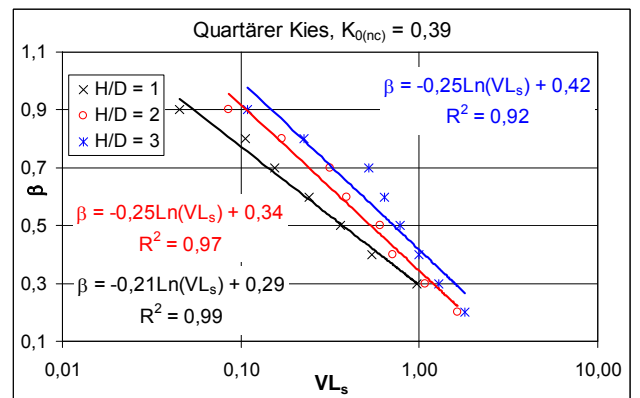
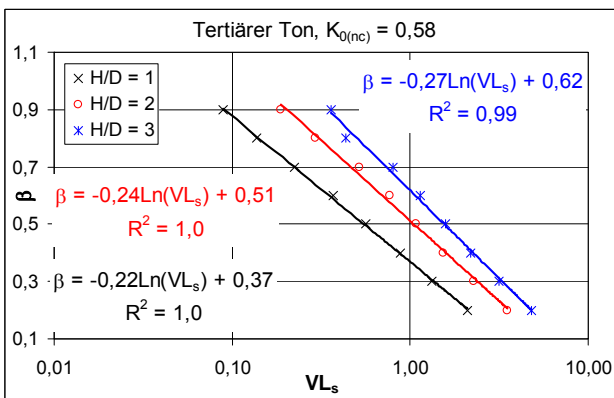
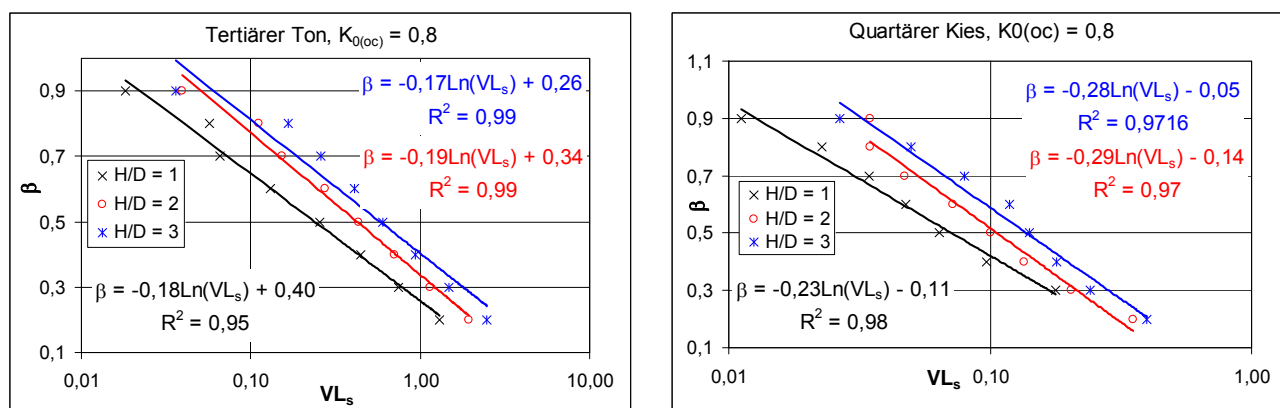


Abb. 8.49 a u. b:  $VL_s$  in Abhängigkeit von  $\beta$  und H/D für  $K_{0(nc)}$

Abb. 8.50 a u. b:  $\beta$  in Abhängigkeit von  $VL_s$  und  $H/D$  für  $K_{0(oc)} = 0,8$ 

Mit der Abschätzung des Volume loss an der Oberfläche  $VL_s$  durch das empirische Prognoseverfahren ist also die Bestimmung von  $VL_t$  bzw.  $\beta$  anhand obiger Abbildungen unter den vorgenannten Randbedingungen möglich.

Um umfassendere, auch für weitere Böden und Schichtungen anwendbare Angaben machen zu können, sind allerdings weitere systematische Untersuchungen mit Berücksichtigung weiterer Einflussgrößen wie dem Tunneldurchmesser oder der Gebirgssteifigkeit erforderlich. Zudem sollte das  $\alpha$ -Verfahren berücksichtigt werden, welches in der Praxis ebenfalls verbreitet ist. Derartige umfangreiche Untersuchungen konnten allerdings im Rahmen dieser Arbeit nicht mehr ausgeführt werden. Da die realistische Wahl der tunnelbauspezifischen Kenngrößen für den Tunnelbau allgemein von großer Bedeutung ist, erscheint die Fortführung derartiger Untersuchungen jedoch von großem Interesse.

#### 8.4.4 3D-FE-Berechnung

##### 8.4.4.1 Rückrechnung von Münchner Spritzbetonvortrieben

Wie bereits in Abschnitt 8.3.3 erläutert, sind bei der Simulation des Spritzbetonvortriebs durch 3D-FE-Berechnungen, anders als beim Schildvortrieb, keine tunnelbauspezifischen Eingangsgrößen erforderlich. Alle zu wählenden bodenmechanischen Eingangsgrößen sind durch Versuchsergebnisse sowie Erfahrungswerte weitgehend festgelegt. Sie sind daher nicht frei wählbar. Mit 3D-FE-Berechnungen von Spritzbetonvortrieben kann daher sehr gut nachvollzogen werden, ob das Stoffmodell und die Modellierung des Vortriebs die Wirklichkeit gut wiedergibt. Sofern dies der Fall ist, kann weiterhin durch einen Vergleich zwischen empirischer Prognose und Berechnung die Eignung des empirischen Prognoseverfahrens überprüft werden.

Hierzu wurden mit dem Programm PLAXIS 3D Tunnel drei Spritzbetonvortriebe nachgerechnet. Ein untersuchter Vortrieb lag im Quartär, einer im Tertiär und einer mit der Firste im Übergangsbereich zwischen Quartär und Tertiär. Die Querschnitte wurden jeweils mit kurz vorseilender Kalotte aufgeföhren und entsprechend simuliert.

In Abb. 8.51 ist beispielhaft das Berechnungsmodell für den Vortrieb U3 Nord, Los 1, MQ 1 im Tertiär dargestellt.



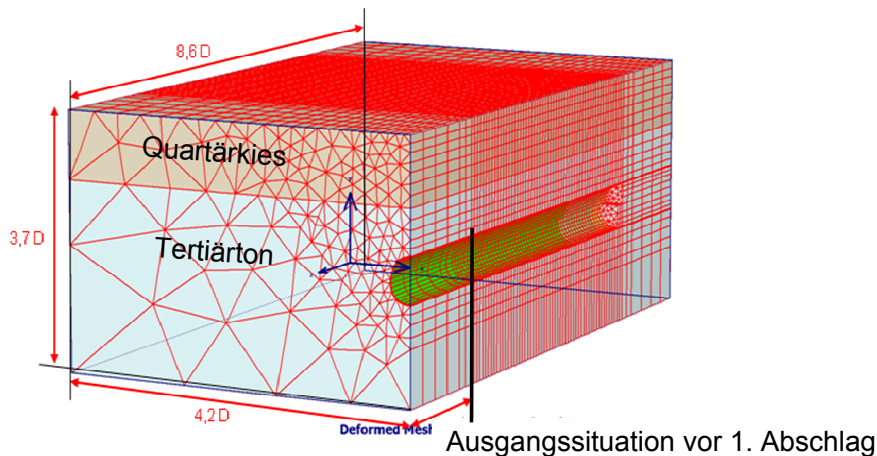


Abb. 8.51: Abmessungen des Berechnungsmodells am Beispiel U3 Nord, Los 1, MQ 1

Zunächst wurde der Vortrieb bis zur Ausgangssituation (s. Abb. 8.51) in einem Abschlag simuliert und die Tunnelschale eingestellt. Anschließend erfolgte die Berechnung eines Volume loss  $VL_t$ , der nach dem empirischen Prognoseverfahren unter der vereinfachten Annahme  $VL_s = VL_t$  gewählt wurde. Von diesem Ausgangszustand aus erfolgte die Simulation des abgestuften Vollausbruchs gemäß Abschnitt 8.3.3.

Der E-Modul des Spritzbetons wurde in 4 Schritten von 5 MN/m<sup>2</sup> auf 25 MN/m<sup>2</sup> erhöht (s. Abb. 8.52).

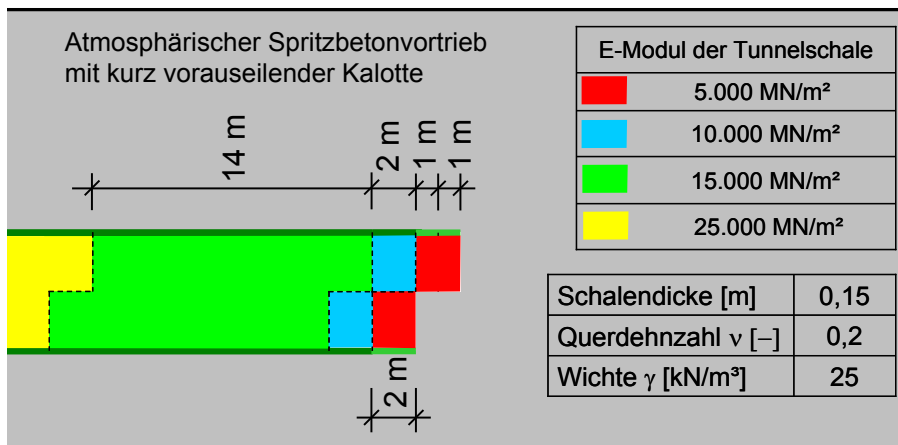


Abb. 8.52: E-Modul in Abhängigkeit vom Abstand zur Ortsbrust

Der Vortrieb U3Nord, MQ 1 besitzt eine Tertiärüberdeckung über der Firste von 11,6 m. Für den tertiären Ton wurden hier bei den FE-Berechnungen, wie auch für die empirische Prognose, zum Vergleich die E-Moduln  $E_{100,ref} = 60$  und  $80$  MN/m<sup>2</sup> angesetzt.

Für den Vortrieb U2 Ost, MQ 1, der sich mit der Firste im Übergangsbereich zwischen quartärem Kies zu tertiärem Ton befindet, wurde bei der FE-Berechnung für den Ton  $E_{100,ref} = 80$  MN/m<sup>2</sup> berücksichtigt. Bei der empirischen Prognose wurde für diesen Querschnitt der auch bei der FE-Berechnung im Kies angesetzte E-Modul  $E_{100,ref} = 120$  MN/m<sup>2</sup> verwendet, da im maßgeblichen Baugrund im Firstbereich und darüber quartäre Kiese anstehen. Dieser E-Modul wurde auch beim Quartärvortrieb des dritten untersuchten Querschnitts U6 West 5, MQ 3 bei der empirischen Prognose wie auch bei der FE-Berechnung im Kies angesetzt.

In Abb. 8.53 a - c sind die ermittelten Quersetzungsmulden zusammen mit den Ergebnissen der Messungen und dem empirischen Prognoseverfahren (50 %-ige Auftretenswahrscheinlichkeit) dargestellt. Tab. 8.4 enthält die jeweiligen maximalen Setzungen und Volume loss-Werte.

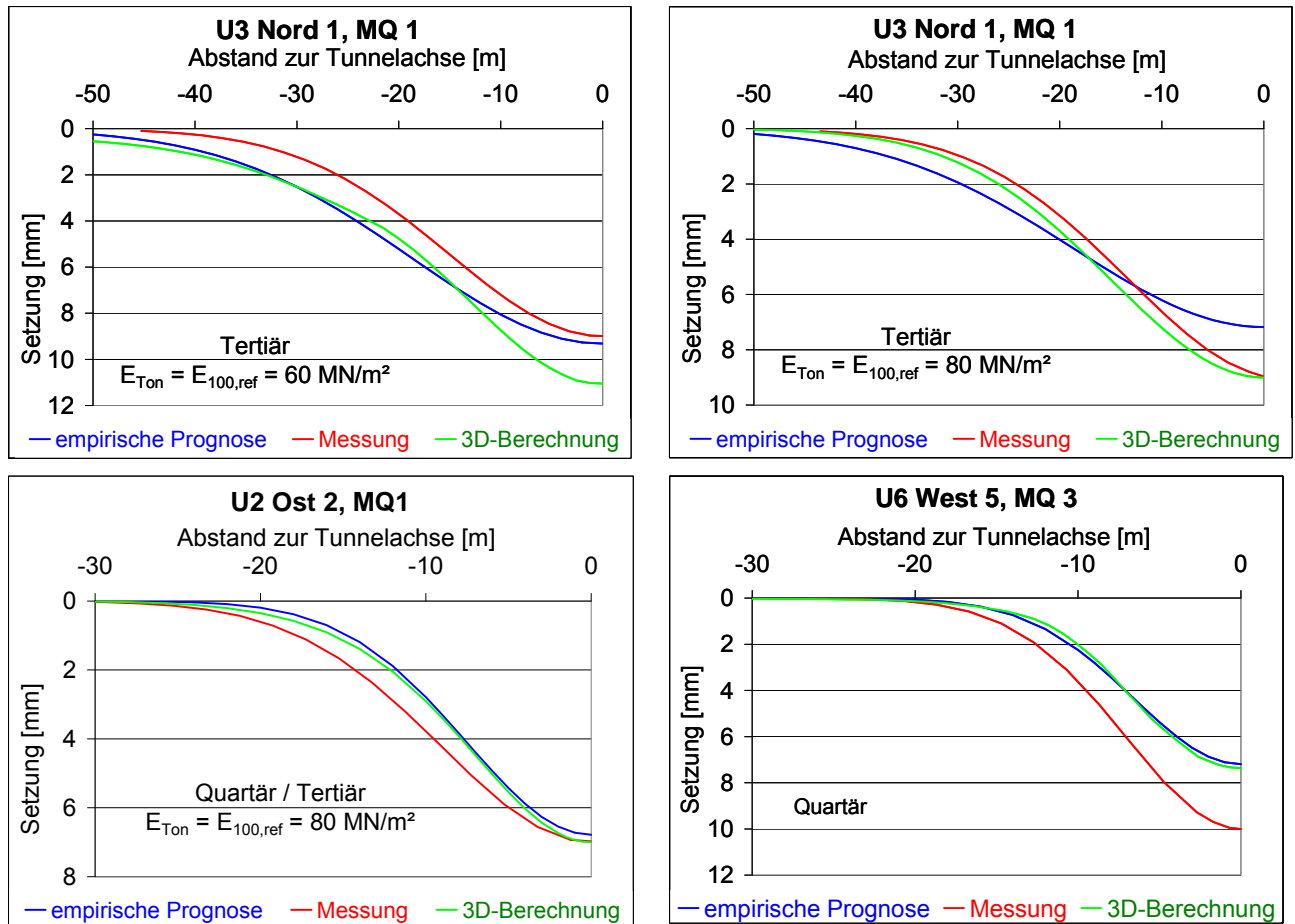


Abb. 8.53 a - e: Vergleich zwischen Messung, 3D-FE-Berechnung und empirischer Prognose

		3D-FE-Berechn.	Empirische Prognose EP			Messung M	Abweichung [%]	
			50%	90%	99%		FE-EP	FE-M
U3 Nord 1, MQ 1 Tertiärvortrieb $E_{Ton}=E_{100,ref}=60 \text{ MN/m}^3$	$s_{max}$ [mm]	11,1	<b>9,6</b>	11,7	13,5	9,0	13,4	18,6
	i [m]	13,0	<b>18,6</b>	18,6	18,6	15,0	30,0	13,3
	$VL_s$ [%]	1,29	<b>1,23</b>	1,49	1,73	0,93	4,7	28,5
U3 Nord 1, MQ 1 Tertiärvortrieb $E_{Ton}=E_{100,ref}=80 \text{ MN/m}^3$	$s_{max}$ [mm]	9,0	<b>7,2</b>	8,7	10,1	9,0	20,3	0,0
	i [m]	14,0	<b>18,6</b>	18,6	18,6	15,0	24,6	6,7
	$VL_s$ [%]	0,93	<b>0,92</b>	1,12	1,30	0,92	1,3	1,2
U2 Ost 2, MQ 1 Übergang Q / T	$s_{max}$ [mm]	7,0	<b>6,8</b>	8,7	10,5	7,0	3,1	0,0
	i [m]	6,0	<b>7,5</b>	7,5	7,5	9,0	20,0	33,3
	$VL_s$ [%]	0,37	<b>0,35</b>	0,45	0,54	0,44	5,9	15,1
U6 West 5, MQ 3 Quartärvortrieb	$s_{max}$ [mm]	7,4	<b>7,2</b>	9,4	11,4	10,0	2,3	26,4
	i [m]	7,0	<b>6,6</b>	6,6	6,6	7,0	6,0	0,4
	$VL_s$ [%]	0,329	<b>0,33</b>	0,43	0,52	0,47	1,1	30,0

Tab. 8.4: Vergleich zwischen 3D-FE-Berechnung, Messung und empirischer Prognose

Sieht man von der Berechnung des Querschnitts U6 West 5, MQ1 ab, wo die Messung etwas stärker von der 3D-FE-Berechnung und der empirischen Prognose abweicht (Begründung siehe unten), ergibt sich insgesamt eine sehr gute Übereinstimmung zwischen 3D-FE-Berechnung, Messung und empirischer Prognose (50 %-ige Auftretenswahrscheinlichkeit). Die Differenzen bei den Setzungen betragen maximal etwa 2 mm und die Breite wie auch die maximale Tangentenrichtung der Setzungsmulden sind augenscheinlich etwa gleich groß (s. auch Tab. 8.4).

Die Vergleichsberechnungen beim Querschnitt U3 Nord 1, MQ 1 mit  $E_{100,ref} = 60$  und  $80 \text{ MN/m}^2$  zeigen keine wesentlichen Unterschiede, aufgrund derer man belegen könnte, welcher der beiden E-Moduln geeigneter ist. Bei Ansatz von  $60 \text{ MN/m}^2$  korreliert die empirische Prognose und bei  $80 \text{ MN/m}^2$  die FE-Berechnung etwas besser mit der Messung. Insgesamt ist bei diesem Querschnitt der Wendepunktastand der empirischen Prognose vergleichsweise groß, weshalb die Setzungsmulde gegenüber der Berechnung bzw. der Messung insbesondere bei  $E_{100,ref} = 80 \text{ MN/m}^2$  etwas flacher verläuft.

Bei den beiden weiteren Querschnitten ist auffallend, dass die FE-Berechnung und die empirische Prognose praktisch aufeinander liegen. Beim Messquerschnitt U2 Ost, MQ 1 weicht die Messung geringfügig, allerdings beim Messquerschnitt U6 West, Los 5 schon deutlicher von der FE-Berechnung und der empirischen Prognose ab. Die Abweichung bei U6 West 5, MQ 3 erklärt sich, wenn man die Einzelmesswerte betrachtet (Abb. 8.54). Hier ist auffallend, dass die 2 Messwerte in einem Abstand von  $-15,9 \text{ m}$  und  $5,3 \text{ m}$  von der Mittelachse der beiden Vortriebe um etwa 2 mm über dem allgemeinen Niveau liegen. Dies beeinflusst auch die Auswertung der Setzungsmulde. Würden die beiden Messwerte nicht berücksichtigt, wäre die Setzungsmulde von Vortrieb 1 schmaler und flacher und würde sich besser an die der empirischen Prognose und der 3D-FE-Berechnung anpassen. Beim Querschnitt U6 West 5, MQ 3 ist also die Messung aufgrund von Messfehlern oder geologischen Besonderheiten dafür ursächlich, dass die Übereinstimmung nicht ganz so gut ist.

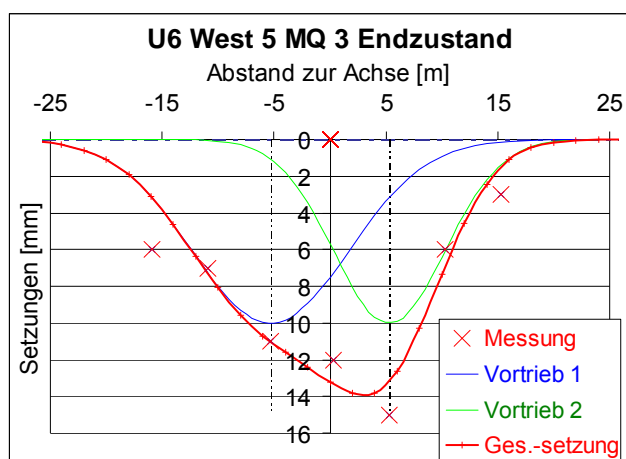


Abb. 8.54: Auswertung des Querschnitts U6 West 5, MQ 3 anhand der Messwerte im Endzustand

Dass die Setzungsmessergebnisse streuen, zeigen auch die Auswertungen des Volume loss in Abhängigkeit von der Auftretenswahrscheinlichkeit (s. Tab. 8.4). Der Unterschied im Volume loss bei 50 % und 99 % Auftretenswahrscheinlichkeit, der ja aus der Auswertung der Messquerschnitte resultiert, ist deutlich größer, als der Unterschied zwischen Messung und 3D-FE-Berechnung.

Insgesamt bestätigen die Vergleichsberechnungen, dass sich durch die 3D-FE-Berechnung mit dem hier gewählten Stoffmodell Setzungsmulden sehr gut berechnen lassen. Weiterhin wird nochmals die Eignung des empirischen Prognoseverfahrens vollauf bestätigt.

Auf die Rückrechnung von Schildvortrieben wurde nachfolgend verzichtet, da sich damit kein zusätzlicher Erkenntnisgewinn ergibt. Wie bereits beschrieben, müssen bei derartigen Berechnungen wieder tunnelbauspezifische Annahmen getroffen werden, die das Ergebnis beeinflussen.

#### 8.4.4.2 Vergleich zwischen 2D- und 3D-FE-Berechnungen von Spritzbetonvortrieben

Da die Setzungsmulden der Messungen gut mit den 2D- und 3D-FE-Berechnungen übereinstimmen, müssen auch die 2D- und 3D-FE-Berechnungen im Vergleich zu ähnlichen Ergebnissen führen. Anhand eines Vergleichs von Querschnitt U2 Ost 2, MQ 1 ist dies belegt (s. Abb. 8.55).

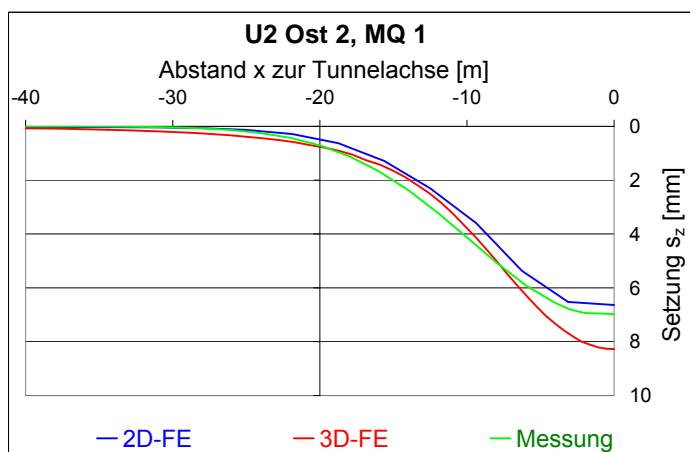


Abb. 8.55: Vergleich zwischen 2D-FE-Berechnung, 3D-FE-Berechnung und Messung

Der 2D-FE-Berechnung wurde  $\beta = 0,4$  zugrunde gelegt. Wird der  $\beta$ -Wert etwas reduziert, vergrößert sich die Setzungsmulde der 2D-FE-Berechnung und stimmt noch besser mit der 3D-FE-Berechnung überein. Die Größe und Form der Setzungsmulde der 3D-FE-Berechnung lässt sich dagegen nur durch eine andere Wahl der bodenmechanischen Eingangsgrößen verändern.

Durch einen Vergleich von 2D- und 3D-FE-Berechnungen ergibt sich somit die Möglichkeit, die tunnelbauspezifischen Eingangsgröße zu bestimmen, indem sie bei der 2D-FE-Berechnung so lange variiert wird, bis die Setzungsmulden übereinstimmen. Damit lassen sich dann die weiteren Berechnungen, wie zum Beispiel zur Tunnelbaustatik, zeitsparend als 2D-FE-Berechnungen durchführen.

#### 8.4.4.3 Vereinfachtes Verfahren zur Modellierung von Spritzbetonvortrieben für Setzungsberechnungen

Da der Zeitaufwand für 3D-FE-Berechnungen relativ groß ist, wurde nachfolgend untersucht, wie die Berechnungsdauer, die sich aus der Berechnung von Teilsetzungsmulden immer wiederkehrender, gleicher Abschlüge zusammensetzt, verkürzt werden kann. Zunächst wurde wieder der Vortrieb bis zur Startposition in einem Abschlag simuliert. Dabei wurde zur Ermittlung der Vorverformung rechnerisch ein Volume loss  $VL_t$  angesetzt, der dem Volume loss  $VL_s$  der Messung entspricht. Im Anschluss daran erfolgt die eigentliche Vortriebssimulation mit der step-by-step-Methode, wobei folgende Varianten untersucht wurden:

- Variante „step-by-step“: Es wurde insgesamt 56 m Vortrieb simuliert. Anhand der Längssetzungsmulde war zu erkennen, dass hinter der Ortsbrust der steady state erreicht wurde.
- Variante 28 m: Es wurden nicht 56 m sondern lediglich 28 m Vortrieb simuliert. Die aus dem letzten Vortriebsabschnitt (zweimal je 1 m Kalottenvortrieb, einmal 2 m Strossenvortrieb) ermittelte Teilsetzungsmulde wird jeweils um 2 m verschoben und der Längssetzungsmulde hinzuaddiert. Dieser Vorgang wird so lange wiederholt, bis sich hinter der Ortsbrust ein steady state einstellt.
- Variante 10 m und Variante 2 m: Beide Varianten erfolgten analog zu Variante 28 m, allerdings wurde bereits nach 10 m bzw. 2 m Vortrieb die Teilsetzungsmulde ermittelt und der Längssetzungsmulde in der zuvor beschriebenen Weise hinzuaddiert.
- Variante 2 m ohne VL<sub>t</sub>: Wie Variante 2 m, allerdings wurde für die Berechnung der Ausgangssituation vor dem Vortrieb kein Volume loss angesetzt, so dass vor dem ersten Abschlag keine Setzung auftritt. Diese Variante basiert auf einem Vorschlag von Möller, 2006 (s. Abschnitt 8.3.3).

In Abb. 8.56 sind die mit den verschiedenen Verfahren berechneten Längssetzungsmulden am Beispiel des Vortriebs U6 West Los 5, MQ 3 dargestellt.

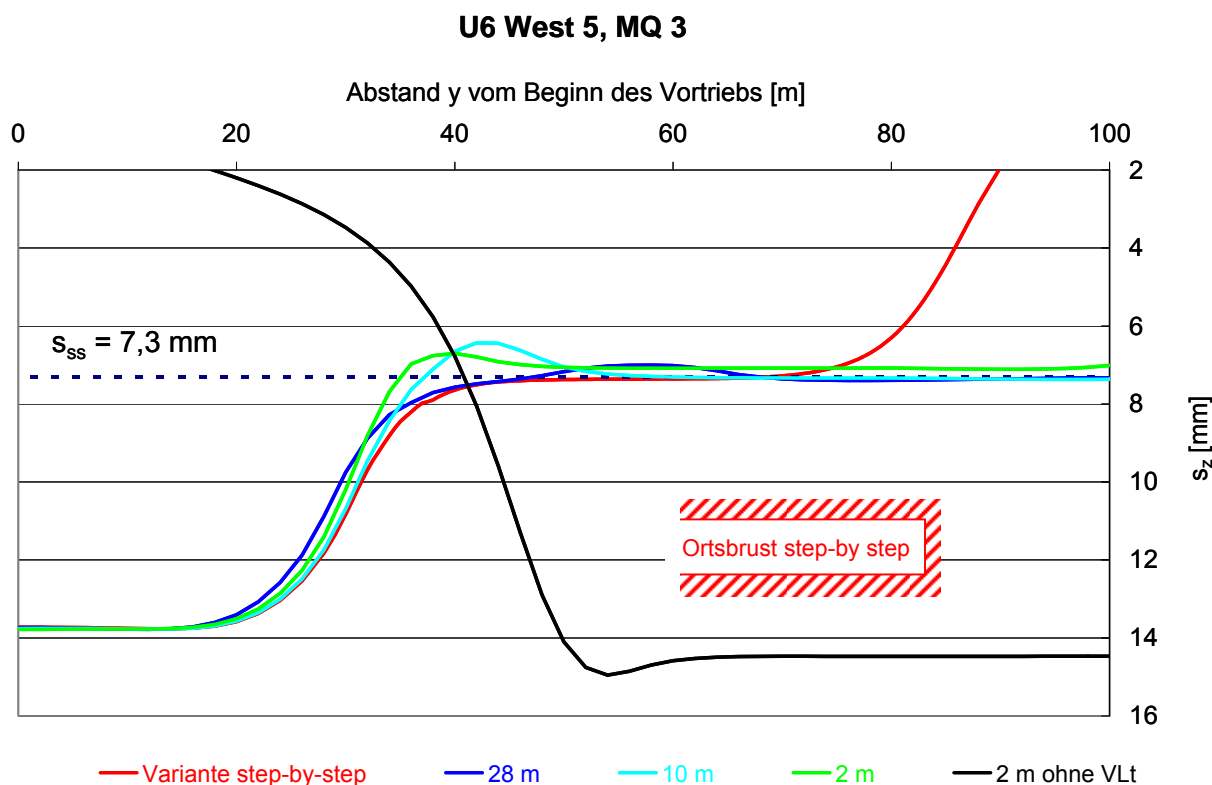


Abb. 8.56: Mit verschiedenen Verfahren errechnete Längssetzungsmulden

Der angesetzte Volume loss VL<sub>t</sub> vor Beginn des eigentlichen Vortriebs führte zu einer Maximalsetzung von ca. 14 mm als Startwert und war im Vergleich zur Setzung im steady state zu groß gewählt. Daher reduziert sich bei den Berechnungsvarianten mit Vorverformung mit steigendem Abstand von der Ausgangssituation zunächst die Längssetzung.

Die rote, mit der step-by-step-Methode berechnete Längssetzungsmulde weist ca. zwischen  $y = 50$

m und 65 m eine Horizontale auf, der steady state wird dort erreicht. Die Längssetzungsmulde weist eine Setzung im steady state  $s_{ss}$  von ca.  $s_{ss} = 7,3$  mm auf.

Auch bei den anderen Varianten mit Vorverformung wird ein steady state erreicht, wobei die Setzung im steady state bei den Varianten „28 m“ und „10 m“ mit der Variante „step-by-step“ übereinstimmt, während die Setzung  $s_{ss}$  bei Variante „2 m“ mit 7,1 mm etwas geringer ist.

Mit der Variante „2 m ohne  $VL_t$ “ wird dagegen im steady state eine deutlich zu große Setzung errechnet. Sie resultiert daraus, dass die sich einstellende Teilsetzungsmulde größer ist als die der anderen Varianten. Sie reicht bis an den Modellrand. Diese Berechnungsvariante ist somit nicht geeignet, um 3D-FE-Berechnungen zu verkürzen.

Nach diesen Ergebnissen ist es nicht erforderlich, dass die Berechnungen mit der step-by-step-Methode so lange erfolgen, bis sich hinter der Ortsbrust ein steady state einstellt (Variante „step-by-step“). Es ist ausreichend, eine von sonstigen Randbedingungen unbeeinflusste Teilsetzungsmulde zu ermitteln, die dann aufaddiert die Längssetzungsmulde ergibt. In dem hier vorliegenden Beispiel ist die Simulation von 5 Absschlägen (10 m Vortrieb) sicher ausreichend, um eine von sonstigen Randbedingungen unbeeinflusste Teilsetzungsmulde zu bestimmen. Man kann davon ausgehen, dass diese Anzahl von Absschlägen auch für andere Fälle ausreichend ist, wenn durch die Vorverformung die Setzung im steady state  $s_{ss}$  annähernd erreicht wird.

Zusammenfassend ist nochmals das Verfahren beschrieben, mit dem der Berechnungsaufwand für 3D-FE-Berechnungen zur Ermittlung von Setzungsmulden in Längs- oder Querrichtung deutlich reduziert werden kann (s. Abb. 8.57):

- Starten der Vortriebssimulation von einem Bereich innerhalb des 3D-FE-Netzes. Der Abstand vom Modellrand zur Startposition muss so groß sein, dass die erste Teilsetzungsmulde am Modellrand keine Setzungen hervorruft.
- Aktivierung einer Vorverformung. Die Größe der Vorverformung sollte möglichst nahe an die zu ermittelnde Setzung im steady state  $s_{ss}$  heranreichen.  $VL_t$  kann am günstigsten mit dem empirischen Prognoseverfahren gegebenenfalls unter Berücksichtigung der Diagramme in Abschnitt 8.4.3.2 und der Annahme  $VL_{s,50} = VL_s$  abgeschätzt werden.
- Berechnung einiger Absschläge, bis sich die aus den Absschlägen ergebenden Teilsetzungsmulden nicht mehr signifikant ändern (ca. 5 Absschläge).
- Addition der Teilsetzungsmulden, jeweils versetzt um die jeweilige Abschlagslänge, bis sich hinter dem Vortrieb ein steady state einstellt.
- Ermittlung der Quersetzungsmulde im steady state bzw. der Längssetzungsmulde vor dem steady state.

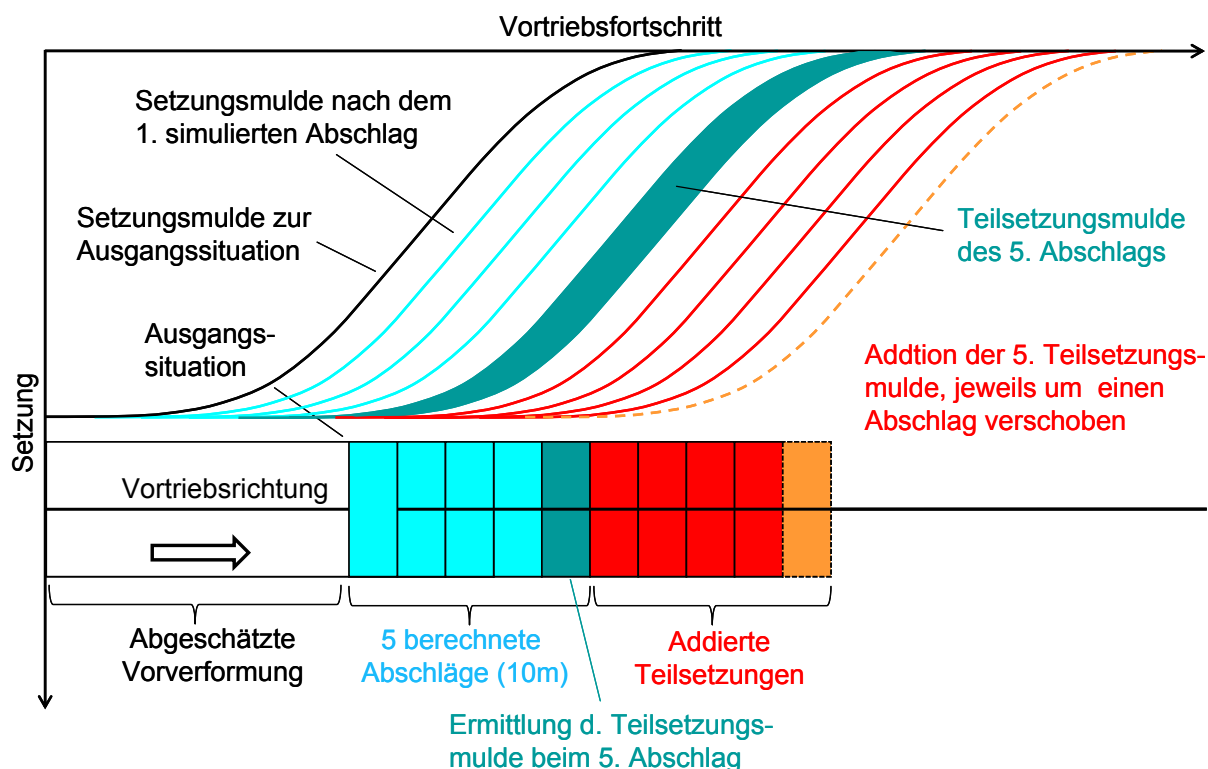


Abb. 8.57: Vereinfachtes Verfahren zur Ermittlung der Quersetzungsmulde im steady state

### 8.4.5 4D-FE-Berechnung

#### 8.4.5.1 Allgemeines

Die in den nachfolgenden Abschnitten dargestellten Untersuchungen zur Berücksichtigung teildrännierter Zustände bei FE-Berechnungen sind auszugswise in Höfle und Fillibeck, 2007, Höfle et al., 2008 und Höfle et al. 2009 veröffentlicht und sind unter anderem auch Bestandteil der derzeit in Bearbeitung befindlichen Dissertation von Herrn Dipl.-Ing. Höfle. Es wird nachfolgend anhand von ersten Berechnungsergebnissen modellhaft dargestellt, wie sich die Berücksichtigung teildrännierter Zustände auf die Verformungen sowie die Ortsbruststandsicherheit auswirkt, in welchem Durchlässigkeitsbereich teildrännierte Berechnungen relevant sind und welche Möglichkeiten die 4D-FE-Berechnung prinzipiell bietet.

#### 8.4.5.2 Berechnungsmodell

Die nachfolgend dargestellten Berechnungen wurden mit dem Programm PLAXIS 3D Tunnel durchgeführt. Es wird ein atmosphärischer Spritzbetonvortrieb im Tertiär mit kurz vorausseilender Kalotte und einem Durchmesser  $D = 6,8$  m betrachtet. Mit folgenden Berechnungsschritten wird der Vortrieb simuliert:

- Deaktivierung der Bodenelemente und Nullsetzen des Porenwasserdrucks
- Strömungsberechnung zur Ermittlung der Porenwasserdrücke
- Konsolidierungsphase: Ermittlung der Porenwasserdruckänderungen und der Verformungen in Abhängigkeit von der vorgegebenen Zeit

- Aktivierung der Spritzbetonschale
- Strömungsberechnung zur Ermittlung der Porenwasserdrücke im unverformten Zustand
- Konsolidierungsphase: Ermittlung der Porenwasserdruckänderungen und der Verformungen in Abhängigkeit von der vorgegebenen Zeit

Es wird davon ausgegangen, dass die 2 Teilabschläge in der Kalotte dem Strossenvortrieb zeitlich entsprechen und dass die Vortriebsleistung 4 m am Tag beträgt.

Für den homogenen Baugrund wurden die Bodenkenngrößen des Tertiärtons gemäß Abschnitt 8.2.5, System „mittel“ berücksichtigt. Die Durchlässigkeit des Tertiärs wurde zwischen  $k = 1 \cdot 10^{-6}$  m/s und  $k = 5 \cdot 10^{-10}$  m/s variiert. Da sich die Durchlässigkeitsänderung umgekehrt proportional zur Änderung der Vortriebsgeschwindigkeit auswirkt, wurde die Vortriebsgeschwindigkeit nicht variiert. Der Kompressionsmodul des Korngerüsts  $K^s$  und des Porenwassers  $K^f$  wurde entsprechend den Vorgaben des Programms Plaxis gemäß Gl. 8.50 und Gl. 8.51 berücksichtigt.

$$\frac{K^f}{n} = \frac{3 \cdot (v_u - v)}{(1 - 2v_u) \cdot (1 + v)} \cdot K^s = 300 \cdot \frac{0,495 - v}{1 + v} \cdot K^s \quad \text{Gl. 8.50}$$

$n$  = Porenzahl;  $v_u = 0,495$

$$K^s = \frac{E}{3 \cdot (1 - 2v)} \quad \text{Gl. 8.51}$$

Die Tunnelschale wurde unter der Annahme elastischen Verhaltens wie in Abschnitt 8.4.4.1 beschrieben berücksichtigt. In Abb. 8.58 ist beispielhaft ein verwendetes FE-Modell ( $z/D = 2$ ) dargestellt. Es besitzt 32886 Elemente mit 88834 Knoten und 197316 Spannungspunkten. Die Berechnungen bis zur Betrachtungsebene benötigten mit herkömmlichen Computern mehrere Tage.

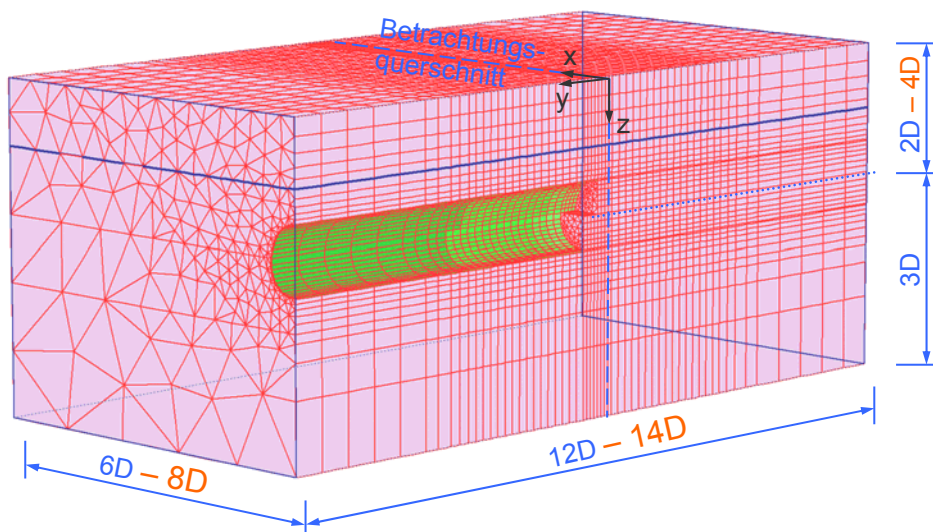


Abb. 8.58: Verwendetes 3D-FE-Modell für 4D-FE-Berechnungen

Zunächst wurde wieder in die vorderen Elementscheiben (dunkelgrün) die Tunnelschale eingestellt und über  $VL_t$  eine Vorverformung erzeugt. Anschließend wurde der Vortrieb simuliert, wobei die Scheibendicke zunächst auf 1 m und im Bereich der Auswertungsebene auf 0,5 m reduziert wurde. Wie Vorausberechnungen mit noch größeren Netzen zeigten, war nach insgesamt 16 Kalotteabschlägen der steady state in guter Näherung erreicht.



Zur Berechnung der Ortsbruststandsicherheit wurde die im Programm implementierte  $\varphi$  - c- Reduktion verwendet. Ausgehend von den charakteristischen Scherparametern werden die Scherparameter so lange reduziert, bis keine Spannungumlagerungen mehr möglich sind. Die Ermittlung der Sicherheit  $\eta$  erfolgt nach Gl. 8.52. Innerhalb dieses Berechnungsschritts erfolgen keine ergänzenden Berechnungen von Verformungen bzw. Porenwasserdruckänderungen. Dies ist gerechtfertigt, da sich andernfalls das Gesamtsystem wieder verändern würde, so dass nicht mehr der zu beurteilende Zustand bewertet wird.

$$\eta = \frac{c' + \sigma' \cdot \tan \varphi'}{c'_{red} + \sigma' \cdot \tan \varphi'_{red}} \tag{Gl. 8.52}$$

### 8.4.5.3 Erste Berechnungsergebnisse

#### 8.4.5.3.1 Modell zur Auswirkung der Konsolidierungszeit beim Spritzbetonvortrieb

Nachfolgend werden die Berechnungsergebnisse des beschriebenen Spritzbetonvortriebs unter Variation des Durchlässigkeitsbeiwerts dargestellt. Anhand der Ergebnisse wird ein bodenmechanisches Modell zur Beschreibung der der Verformungen, der Porenwasserdrücke und der Ortsbruststandsicherheit beim Spritzbetonvortrieb unter Berücksichtigung der Konsolidierungszeit entwickelt.

Zunächst sind in Abb. 8.59 beispielhaft die ermittelten Horizontalverformungen und plastifizierten Zonen für die Durchlässigkeit  $k = 1 \cdot 10^{-7}$  m/s bis  $k = 1 \cdot 10^{-9}$  m/s dargestellt.

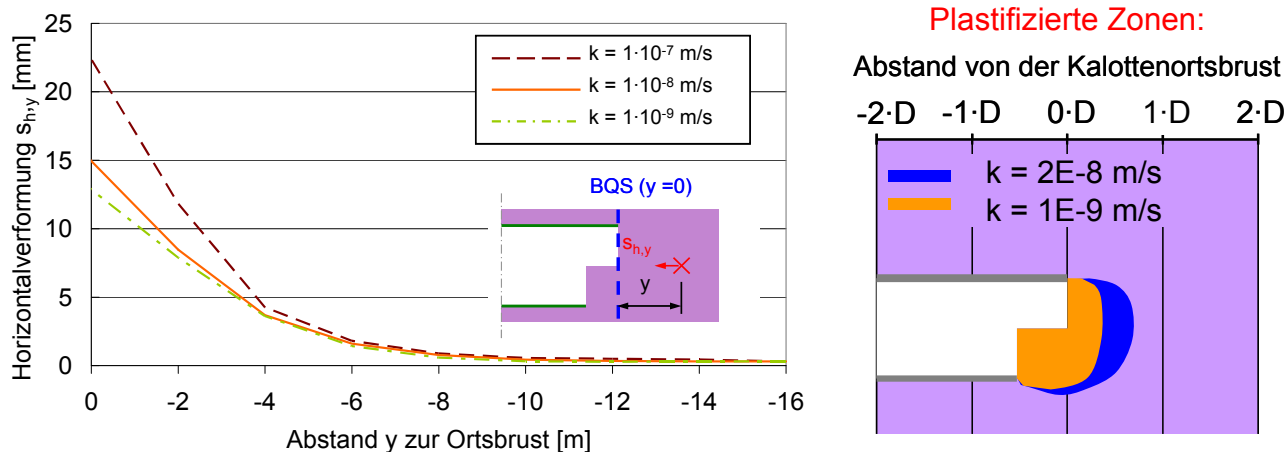


Abb. 8.59 a und b: Horizontalverformungen und plastifizierte Zonen vor der Ortsbrust in Abhängigkeit von k

Die zum Tunnel gerichteten Horizontalverformungen am Kalottenfuß nehmen mit steigender Durchlässigkeit überproportional zu, klingen mit zunehmendem Abstand vom Kalottenfuß jedoch rasch ab. Dies lässt sich erklären, wenn man die plastifizierten Bereiche betrachtet. Durch den zum Tunnel gerichteten Strömungsdruck und den Erddruck wird der unmittelbar an der Ortsbrust anstehende Boden in den Tunnel gedrückt und plastifiziert dabei, das heißt, dieser Boden befindet sich im Grenzzustand. Die Gesamtstandsicherheit der Ortsbrust ist allerdings noch gegeben. Dabei hilft, dass durch die Verformungen im noch nicht plastifizierten Untergrund ein relativ zum hydrostatischen Wasserdruck negativer Porenwasserdruck entsteht, der stützend wirkt. Mit steigender

Durchlässigkeit beziehungsweise abnehmender Vortriebsgeschwindigkeit strömt mehr Grundwasser zur Ortsbrust und damit vergrößern sich auch die Verformungen und die plastifizierten Zonen. Außerdem bauen sich die relativen Porenwasserunterdrücke ab. Die Ortsbrust verformt sich zunehmend ins Tunnelinnere. Bei noch größeren Durchlässigkeiten würden sich die Horizontalverformungen und plastifizierten Zonen derart vergrößern, dass auch die Gesamtstandsicherheit der Ortsbrust nicht mehr gegeben wäre. Zur Durchführung des Vortriebs wäre dann eine Wasserhaltung bzw. eine Ortsbruststützung zwingend erforderlich.

Interessant sind in diesem Zusammenhang auch die Sohlhebungen und Firstsetzungen unmittelbar vor dem nächsten Abschlag (s. Abb. 8.60) in Abhängigkeit von der Durchlässigkeit.

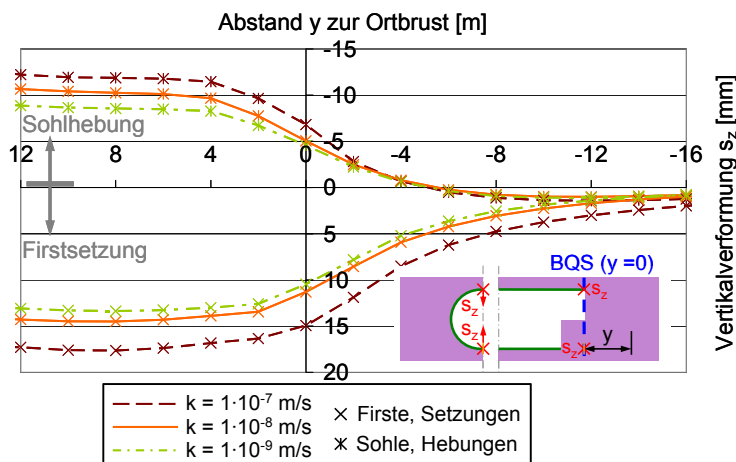


Abb. 8.60: Firstsetzung und Sohlhebung in Abh. von der Durchlässigkeit

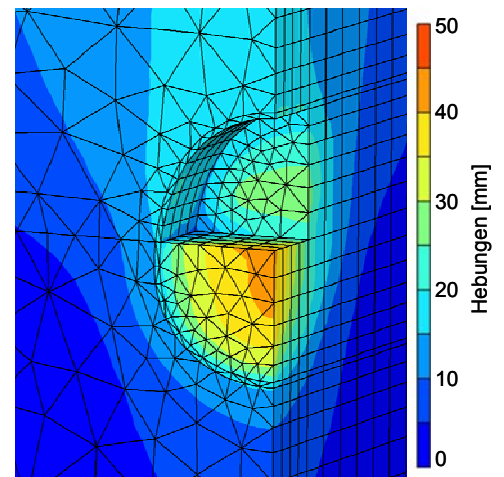


Abb. 8.61: Vertikalverformungen der Ortsbrust ( $k = 1 \cdot 10^{-7}$  m/s)

Wie zu erwarten, nehmen mit steigender Durchlässigkeit die Firstsetzungen bzw. Sohlhebungen zu, da zur Ortsbrust mehr Grundwasser zuströmen kann. Die größten Vertikalverformungen treten nach Abb. 8.61 in der Kalottensohle auf, da dieser Bereich im Vergleich zur Firste, die unmittelbar nach dem Abschlag mit Spritzbeton gesichert wird, vergleichsweise lange frei steht. Erst mit dem Ringschluss nehmen die Verformungen nur mehr marginal zu. Aus diesen Ergebnissen lässt sich folgende, in Abb. 8.62 dargestellte Modellvorstellung ableiten:

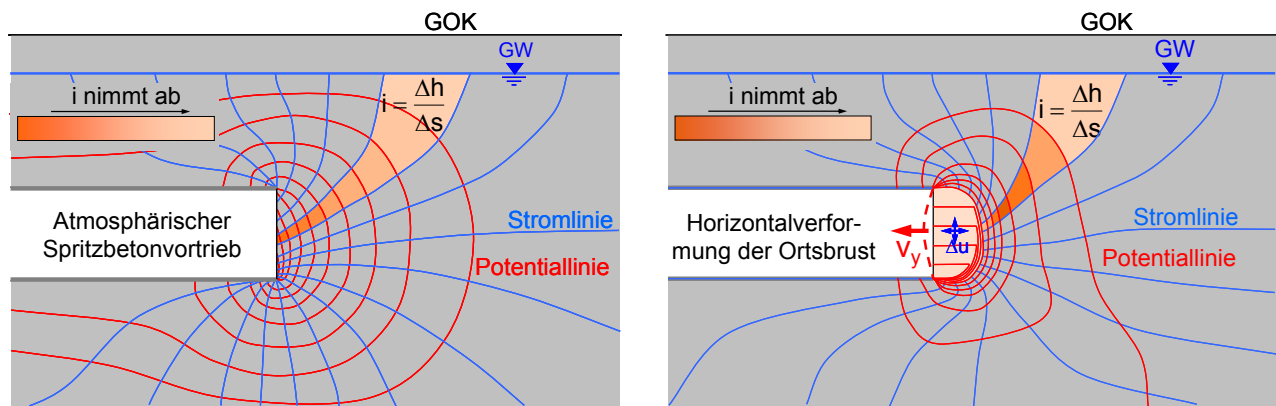


Abb. 8.62: Schematische Darstellung der Porenwasserdruckverteilung an der Ortsbrust mit (a) und ohne (b) Berücksichtigung der Ortsbrustverformungen

Im theoretischen Zustand der unverformten Ortsbrust wirkt auf die Ortsbrust ein hoher, ins Tunnel-

innere gerichteter Strömungsdruck des Grundwassers mit entsprechenden Porenwasserdrücken. Beim Vortrieb in gering durchlässigen Böden unter dem Grundwasser bauen sich durch die Entspannung und Verformung der Ortsbrust diese Porenwasserdrücke ab, die Strömungskräfte verschieben sich Richtung Gebirge. Dadurch erhöht sich gegenüber dem unverformten Zustand die Ortsbruststandsicherheit.

Langfristig ergeben sich mit zunehmendem Wasserzufluss zur Ortsbrust immer größere Ortsbrustverformungen sowie plastifizierte Zonen, was in Abhängigkeit von der Duktilität des Bodens früher oder später zu einem Verlust der Ortsbruststabilität führt, sofern die Strömungsdrücke nicht durch das Gebirge aufgenommen werden können. Da der Tunnelvortrieb jedoch voranschreitet und somit der zuvor beschriebene Zustand nur kurzzeitig auftritt, ist die Ortsbruststandsicherheit gegenüber dem langfristigen Zustand erhöht. Dadurch erklärt sich, warum sich bei manchen Vortrieben mit der Vortriebsgeschwindigkeit die Ortsbruststandsicherheit erhöht.

#### 8.4.5.3.2 Oberflächensetzungen und Ortsbruststandsicherheit

Nun wird der Einfluss der Durchlässigkeit bzw. der Vortriebsgeschwindigkeit auf die Oberflächensetzungsmulde betrachtet. Die vergleichenden Ergebnisse hierzu sind in Abb. 8.63 und Abb. 8.64 im Längs- und Querschnitt dargestellt.

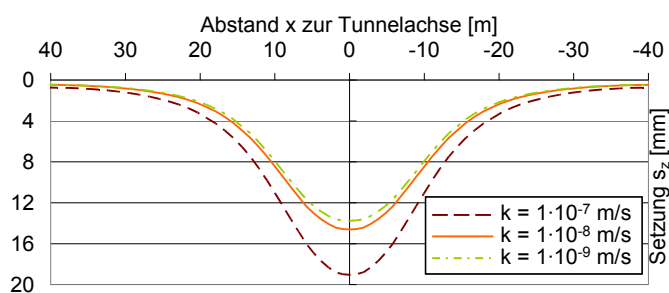


Abb. 8.63: Quersetzungsmulde in Abh. vom k-Wert

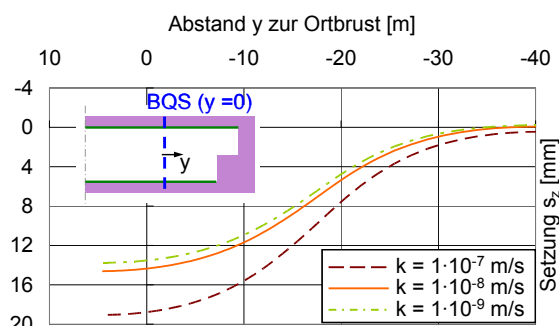


Abb. 8.64: Längssetzungsmulde in Abh. vom k-Wert

Es ist deutlich zu erkennen, dass sich die Setzungen mit zunehmender Durchlässigkeit überproportional erhöhen. Nach den hier vorliegenden Ergebnissen, ist der Einfluss der Durchlässigkeit ab  $k > 1 \cdot 10^{-8}$  m/s relevant.

Es liegt daher nahe, dass die Verformungen in Abhängigkeit von der Ortsbruststandsicherheit betrachtet werden. Hierzu wurde an obigem Modell die Ortsbruststandsicherheit für verschiedene Durchlässigkeitsbeiwerte unter Verwendung der bereits beschriebenen  $\varphi'$ - $c'$ -Reduktion bestimmt. Zusätzlich wurde die Kohäsion variiert, um den Einfluss der Scherfestigkeit mit berücksichtigen zu können. Vergleichsberechnungen haben gezeigt, dass der Einfluss des Reibungswinkels auf die Ortsbruststandsicherheit vergleichsweise gering ist. In Abb. 8.65 ist die Ortsbruststandsicherheit  $\eta$  in Abhängigkeit von der Durchlässigkeit und der Kohäsion dargestellt.

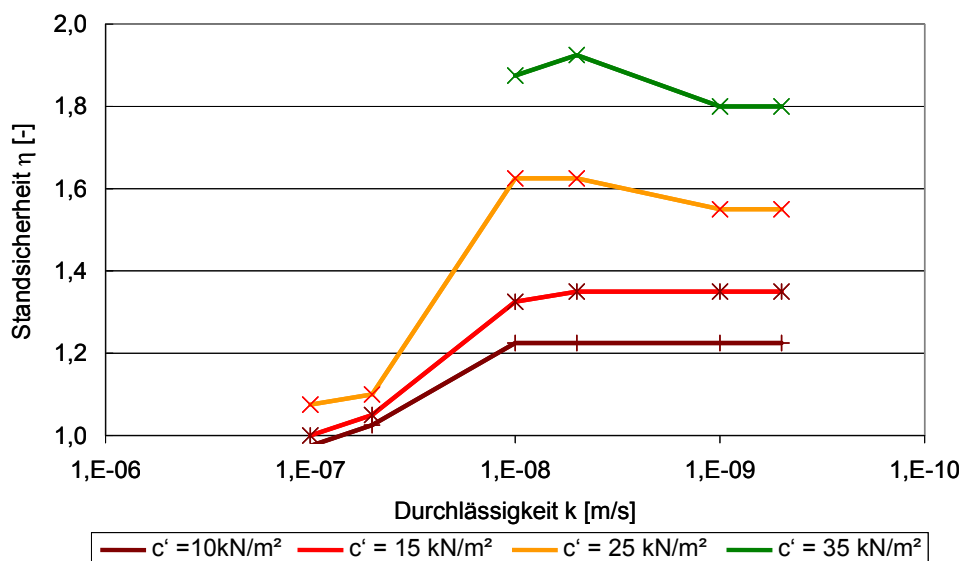


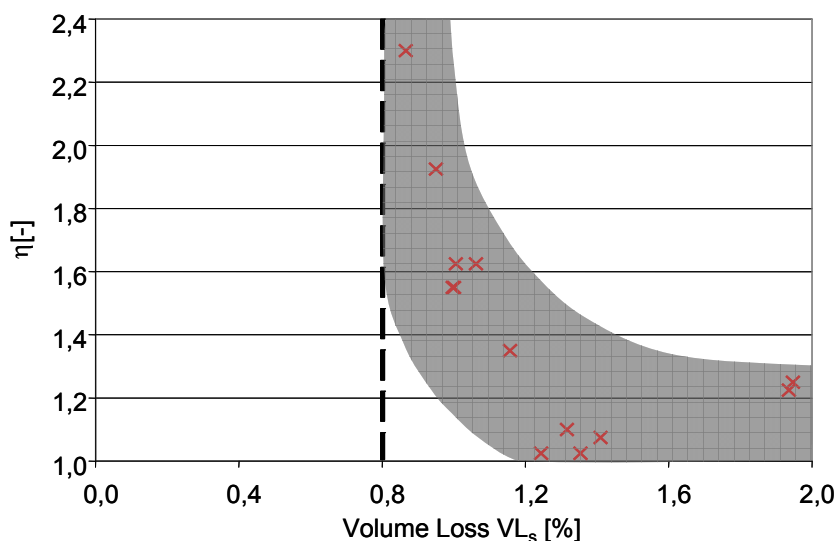
Abb. 8.65: Ortsbruststandsicherheit in Abhängigkeit von der Durchlässigkeit und der Kohäsion

Ab etwa  $k \geq 1 \cdot 10^{-8}$  m/s reduziert sich die Standsicherheit stark. Schon bei etwa  $k = 1$  bis  $5 \cdot 10^{-7}$  m/s ist unter den hier untersuchten Randbedingungen und Bandbreiten das labile Gleichgewicht in etwa erreicht. Der Grund hierfür ist, dass mit zunehmender, zur Ortsbrust strömender Wassermenge die Verformungen an der Ortsbrust ansteigen (s. Abb. 8.63 und Abb. 8.64) und sich damit die plastifizierten Zonen vergrößern.

Bei Durchlässigkeiten  $k < 1 \cdot 10^{-8}$  m/s ändert sich die Standsicherheit dagegen nur mehr geringfügig. Die erkennbaren Änderungen sind großteils numerisch bedingt. Die Durchlässigkeit ist bei  $k = 1 \cdot 10^{-8}$  m/s bereits so gering, dass es bei einer weiteren Reduzierung der Durchlässigkeit des Bodens nicht mehr zu merklichen Änderungen der Porenwasserdruckverhältnisse innerhalb der Konsolidierungszeit kommt.

Weiterhin zeigt Abb. 8.65 für  $k < 1 \cdot 10^{-8}$  m/s erwartungsgemäß einen deutlichen Einfluss der Ortsbruststandsicherheit auf die Kohäsion. Dieser Einfluss sinkt für  $k > 1 \cdot 10^{-8}$  m/s, da selbst die Kohäsion  $c' = 25$  kN/m² nicht ausreicht, um die an der Ortsbrust auftretenden Strömungs- und Erddrücke standsicher aufnehmen zu können. Bei entsprechend hoher Kohäsion wäre dies theoretisch möglich, so dass unabhängig von der Zeit bzw. der Durchlässigkeit die Ortsbruststandsicherheit  $\eta > 1$  noch gegeben ist. Begrenzt wird dieses Modell in der Praxis dann durch die zur Ortsbrust strömende Wassermenge, die die Arbeiten an der Ortsbrust erschwert bzw. verhindert.

Ziel der weiteren Untersuchungen am Zentrum Geotechnik der TU München ist es, eine Korrelation zwischen Ortsbruststandsicherheit und Volume loss bzw.  $s_{max}$  anzugeben, wie sie beispielsweise für die bisherigen Berechnungsergebnisse in Abb. 8.66 dargestellt ist. Außerdem soll anhand von weiteren Variationsberechnungen angegeben werden, in welchen Grenzen teildrained Berechnungen relevant sind. Damit ließe sich gegebenenfalls das vorliegende empirische Prognoseverfahren erweitern. Diese Untersuchungen sind allerdings noch nicht abgeschlossen.

Abb. 8.66: Korrelation zwischen Ortsbruststandsicherheit und Volume loss  $VL_s$ 

### 8.5 Zusammenfassung zur Berechnung von Setzungen mit der FE-Methode

Hinsichtlich der Anwendbarkeit der FE-Berechnungen zur Bestimmung von tunnelbauinduzierten Setzungen lässt sich zusammenfassen:

Die vergleichsweise einfach durchzuführenden 2D-FE-Berechnung sind in der überwiegenden Zahl der Fälle geeignet, Setzungen beim Tunnelvortrieb zu berechnen, wenn das empirische Prognoseverfahren nicht angewendet werden kann. Dies ist beispielsweise der Fall, wenn Bauwerkslasten oder -steifigkeiten berücksichtigt werden sollen oder wenn Situationen bzw. Baugrundverhältnisse vorliegen, die mit dem empirischen Prognoseverfahren nicht abgedeckt sind.

Anhand von Rückrechnungen konnte nachgewiesen werden, dass mit dem hier verwendeten elastoplastischen Stoffmodell mit Verfestigung die Form der Setzungsmulde sehr gut und wirklichkeitsnah simuliert werden kann. Lediglich bei sehr hohem Seitendruckbeiwert  $K > 1$  gibt es nach Literaturangaben noch das Problem, dass die Setzungsmulde tendenziell zu breit berechnet wird.

Zur Berücksichtigung der 3-dimensionalen Gewölbewirkung beim Vortrieb ist die Wahl tunnelbauspezifischer Eingangsgrößen (z.B.  $\beta$  oder  $VL_t$ ) erforderlich. Diese beeinflussen insbesondere die maximale Setzung bzw. den Volume loss. In Abschnitt 8.4.3.2 wurde ein Vorschlag unterbreitet, wie diese Eingangsgrößen in Abhängigkeit von  $VL_s$  bestimmt werden können, wobei  $VL_s$  mit dem empirischen Prognoseverfahren abgeschätzt wird.

Die vergleichsweise aufwändigere 3D-FE-Berechnung eignet sich insbesondere zur Ermittlung von Längssetzungsmulden und wenn die Beanspruchungen, zum Beispiel aus Bauwerken über dem Tunnel, die Erfassung der räumlichen Simulationen erforderlich machen. Unter greenfield-conditions (keine Bauwerksbeanspruchung) führt die 3D-FE-Berechnung unter sonst gleichen Randbedingungen auch zu vergleichbaren Setzungsmulden wie die empirische Prognose bzw. die 2D-FE-Berechnung. Bei der Simulation von Schildvortrieben ist für die 3D-FE-Berechnung - wie bei der 2D-FE-Berechnung allgemein der Fall - eine zusätzliche tunnelbauspezifische Eingangsgröße einzusetzen ( $VL_t$ ), um die Schwankungen beim Stützdruck und der Ringspaltverpressung bzw. die unvollständige Verfüllung des Ringspalts wirklichkeitsnah berücksichtigen zu können. Bei der 3D-Berechnung des atmosphärischen Spritzbetonvortriebs sind dagegen keine tunnelbauspezifischen

Eingangsgrößen erforderlich. Daher eignet sich die Rückrechnung eines derartigen Vortriebs gut, um die bodenmechanischen Eingangsgrößen für das Stoffmodell zu kalibrieren. Weiterhin kann für den Spritzbetonvortrieb anhand der 3D-FE-Berechnung die für durchzuführende 2D-FE-Berechnungen erforderliche tunnelbauspezifische Eingangsgröße  $\alpha$ ,  $\beta$ - oder  $VL_t$  durch einen Vergleich der Setzungsmulden bestimmt werden.

Zu den 4D-FE-Berechnungen lässt sich allgemein aussagen, dass die Möglichkeit, den Konsolidierungsvorgang in Abhängigkeit von der Zeit zu berücksichtigen, gegenüber Berechnungen mit der undränierten Scherfestigkeit  $c_u$  in vielen Fällen zur Bestimmung eines realistischeren Kraft-Verformungsverhaltens führen wird. Es konnte qualitativ veranschaulicht werden, wie sich die Durchlässigkeit bzw. die Zeit auf die Verformungen an der Ortsbrust bzw. der Oberfläche und auf die Ortsbruststandsicherheit auswirken.

Man kann erwarten, dass derartige Berechnungen in naher Zukunft auch beispielsweise zum Nachweis der Ortsbruststandsicherheit und zur Berechnung von Verformungen im Tunnel in der Praxis Anwendung finden, vorausgesetzt die Durchlässigkeit des anstehenden Baugrunds befindet sich innerhalb der relevanten Bandbreite. Sie liegt nach den derzeitigen Ergebnissen je nach Größe des Tunnels und weiteren relevanten Randbedingungen etwa zwischen  $k = 5 \cdot 10^{-7}$  m/s und  $k = 3 \cdot 10^{-9}$  m/s (stark schluffiger Sand bis Ton). Insgesamt ist es aber noch erforderlich, weitere Erfahrungen mit derartigen Berechnungen zu sammeln.

Hinsichtlich der Berechnung von Setzungen ist festzustellen, dass sich die Durchlässigkeit und die Vortriebsgeschwindigkeit durchaus auf das Ergebnis auswirken können. Nach Vorliegen der derzeit am Zentrum Geotechnik der TU München durchgeführten Berechnungen wäre zu prüfen, ob der Einfluss so groß ist, dass die Durchlässigkeit als weitere Einflussgröße in das empirische Prognoseverfahren aufzunehmen ist. Interessant wäre es sicherlich auch, den Einfluss der Durchlässigkeit auf den Volume loss über die Ortsbruststandsicherheit zu beschreiben. Da die Ortsbruststandsicherheit nun für dränierter, undränierter und teildränierter Berechnungen bestimmt werden kann, ergäbe sich damit wahrscheinlich eine umfassendere Beschreibung des Volume loss (s. auch Abschnitt 7.2.3.3). Hierzu besteht allerdings noch weiterer Forschungsbedarf.

In den hier dargestellten Berechnungen sind keine Kriechinflüsse berücksichtigt. Sie stellen einen Sonderfall dar, wengleich bei Tunnelsetzungen in bindigem Baugrund bereits häufiger beobachtet wurde, dass die sogenannten nachlaufenden Setzungen längere Zeit anhalten. Bei der Auswertung der Messquerschnitte wurden meist die Messungen lange Zeit nach dem Durchlaufen des Vortriebs berücksichtigt, so dass Kriechsetzungen hier enthalten sind. Mit diesen Messungen wurden die FE-Berechnungen verglichen. Da hinsichtlich der Beurteilung von Setzungen in der Regel die maximalen Setzungen relevant sind, erscheint es nicht erforderlich, Kriechinflüsse gesondert zu berücksichtigen.

## 9 Maßnahmen zur Reduzierung von Setzungen im Tunnelbau

### 9.1 Gliederung

Nachdem in den vorangegangenen Abschnitten Methoden zur Berechnung von Setzungen im Tunnelbau dargestellt wurden, werden nachfolgend Maßnahmen beschrieben, mit denen sich Setzungen reduzieren oder kompensieren lassen. Nach einer Übersicht über mögliche Verfahren wird insbesondere auf Schirmgewölbesicherungen eingegangen. Die verschiedenen Möglichkeiten der Schirmgewölbesicherung werden im Detail beschrieben und anschließend an Praxisbeispielen deren Wirkungsweise erläutert. Schließlich werden Wirksamkeit und Anwendungsgrenzen der einzelnen Verfahren zusammenfassend beurteilt.

Maßnahmen zur Reduzierung von Setzungen lassen sich darin unterscheiden, dass sie vom laufenden Vortrieb aus hergestellt werden - hierbei handelt es sich überwiegend um Spritzbetonvortriebe - oder dass sie von Schächten bzw. von GOK aus hergestellt werden (bei Spritzbeton- und Schildvortrieben). Die wesentlichen Maßnahmen sind in Abb. 9.1 zusammengestellt.

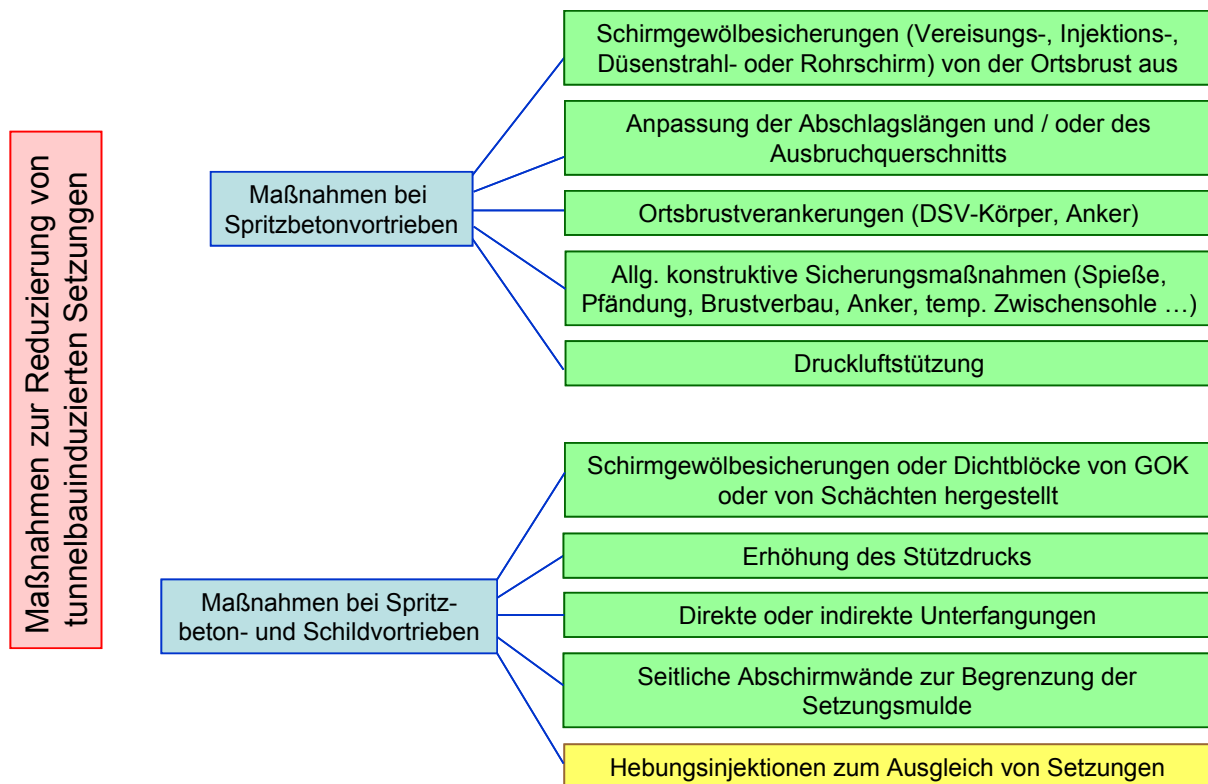


Abb. 9.1: Verfahren zur Reduzierung von tunnelbauinduzierten Setzungen

Bei der Schirmgewölbesicherung, die vom Tunnel, von GOK oder von Schächten aus erstellt werden kann, wird direkt um den Tunnel eine Verbesserung des Gebirges und damit der Gewölbe-tragwirkung im Gebirge erreicht. Da sie dort erstellt werden wo die Verformungen auftreten, sind sie z.B. gegenüber Unterfangungen besonders effektiv, wenn es gilt einen größeren Bereich an der Oberfläche zu schützen. Nachfolgend wird davon ausgegangen, dass die eingeschränkten Möglichkeiten zur Injektion des Baugrunds vom Schild aus nicht geeignet sind, um gezielt Setzungen zu reduzieren.

Maßnahmen wie das Anpassen der Abschlagslänge bzw. des Ausbruchsquerschnitts, die Erhöhung der Ortsbruststabilität durch Ortsbrustverankerungen oder den Einbau anderweitiger konstruktiver Sicherungsmaßnahmen sind Verfahren, die während des Vortriebs bei Bedarf kurzfristig umgesetzt werden können und dabei erfahrungsgemäß auch sehr wirksam sein können. Sie lassen sich allerdings rechnerisch nur schwer erfassen. Deswegen werden sie, wenn der begründete Verdacht besteht, dass die Setzungen zu Schäden führen können, in der Regel nicht alleine zur Anwendung kommen.

Mit der Anwendung von Druckluft können gegenüber dem atmosphärischen Spritzbetonvortrieb, wie bereits in Abschnitt 7.2.2 ausführlich dargestellt, ebenfalls Setzungen reduziert werden. Anhand des empirischen Prognoseverfahrens lässt sich dies leicht quantifizieren. Da die Einrichtung von Druckluft in der Regel sehr aufwändig ist, lohnt sich ihre Anwendung zur Setzungsreduzierung allerdings nur, wenn über eine längere Strecke Setzungen reduziert werden müssen. Ihre Wirkungsweise ist vergleichbar mit der Erhöhung des Stützdrucks beim Schildvortrieb. Der Gegendruck auf die Ortsbrust führt zu einer Reduzierung der Ortsbrustentspannung und zur Erhöhung der Ortsbruststandsicherheit.

Seitliche Abschirmwände, z.B. als Bohrpfahl- Schlitz- oder Düsenstrahlwand hergestellt, werden auf Schub beansprucht. Ihre setzungsreduzierende Wirkung kann durch Vergleichsberechnungen mit der FE-Methode ermittelt werden (z.B. Kirsch, 2009). Da der Aufwand zur Herstellung derartiger Wände relativ groß ist und nur die seitliche Ausdehnung der Setzungsmulde begrenzt werden kann, ist ihr Einsatz zur Setzungsreduktion vergleichsweise selten.

Direkte oder indirekte Unterfangungen sind dann vorteilhaft einsetzbar, wenn es gelingt, die relevanten Fundamentlasten in Bereiche einzuleiten, die nicht von Setzungen betroffen sind. Direkte Unterfangungen können beispielsweise mittels Injektionen nach DIN 4093 bzw. DIN EN 12715 oder im Düsenstrahlverfahren nach DIN EN 12716 hergestellt werden (siehe hierzu auch Abschnitt 9.3). Sie sind insbesondere dann effektiv, wenn lediglich einzelne Gebäude bzw. Gebäudeteile geschützt werden müssen. Da die verschiedenen Möglichkeiten von Unterfangungen im Grundbau wohlbekannt sind und häufig angewendet werden, wird im Rahmen dieser Arbeit nicht näher darauf eingegangen.

Bei Hebungsinjektionen nach DIN EN 12715 "Injektionen" werden unterhalb der setzungsrelevanten Gebäude Manschettenrohre in den Boden eingebracht und nach Bedarf mit hohem Suspensionsdruck beaufschlagt, so dass Hebungen entstehen. Somit können alleine bei diesem Verfahren Setzungen "aktiv" ausgeglichen werden. Da dieses Verfahren in jüngster Vergangenheit bei innerstädtischen Tunnelbaumaßnahmen vergleichsweise häufig angewendet wurde, wird nachfolgend auch darauf detaillierter eingegangen.

## **9.2 Vereisungsschirm**

### **9.2.1 Verfahren und Anwendungsgrenzen**

Die Vereisung des Untergrunds wird im Tunnelbau zur Sicherung längerer Vortriebsstrecken oder aber zur Überwindung relativ kurzer Problemstrecken verwendet. Im Grundwasser können Vereisungsschirme als vorausseilende Sicherung zur vorübergehenden Erhöhung der Tragfähigkeit und /



oder zur temporären Reduzierung / Blockierung der Durchlässigkeit des Bodens eingesetzt werden. Das Gefrierverfahren ist - sofern keine zu große Grundwasserströmung vorliegt - prinzipiell in fast allen Böden einsetzbar. In durchlässigen Böden besteht bei hohen Grundwasserströmungen die Gefahr, dass ein sehr hoher Energieaustrag erforderlich ist, bis sich der Frostkörper schließt. Daher werden in Kiesen mit größerer Grundwasserströmung Vereisungen in der Regel nur eingesetzt, wenn gleichzeitig die Durchlässigkeit z.B. durch Injektionen reduziert wird. Auch in Verbindung mit einer temporären Wasserhaltung ist zu berücksichtigen, dass sich der erforderliche Energieaustrag durch den steigenden hydraulischen Gradienten erhöht. Weiterhin ist zu beachten, dass zur Vereisung Wasser erforderlich ist. So musste beispielsweise bei einer Vereisungsmaßnahme für einen Tunnel dem entwässerten Boden (nichtbindiger Baugrund ohne nennenswerten Feinkornanteil) Wasser zugegeben werden, damit er eine ausreichende Festigkeit im gefrorenen Zustand erhielt.

Nach Beendigung der Baumaßnahme und nach dem Abschalten der Gefrieranlage wird der Frostkörper durch das wärmere Grundwasser wieder aufgetaut, so dass der ursprüngliche Zustand im Boden wieder hergestellt ist. Dies ist aus wasserrechtlichen Gründen gegenüber Baumaßnahmen mit verbleibender grundwasserabsperrender Wirkung (z.B. Injektionen) von Vorteil.

Die Herstellung des Vereisungskörpers kann von der Geländeoberfläche, von der Ortsbrust oder aber, wie beispielsweise bei der Bahnsteigerweiterung der U-Bahnlinie U6 unter dem Rathaus in München (s. Abschnitt 9.2.3) ausgeführt, auch von einem Pilotstollen aus erfolgen. Abb. 9.2 bis Abb. 9.5 enthält Beispiele zu verschiedenen Ausführungsvarianten.

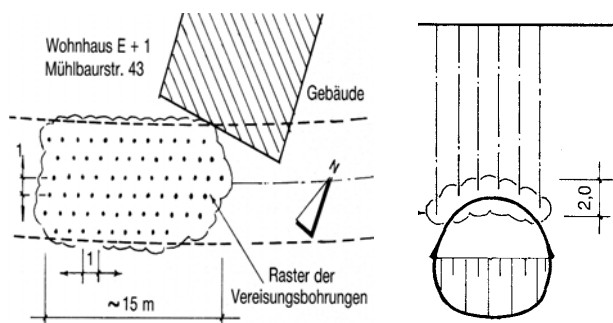


Abb. 9.2: Vereisung von GOK

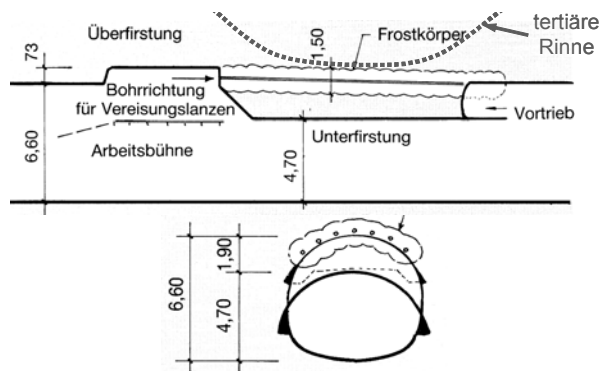


Abb. 9.3: Vereisung vom Tunnel (kurze Strecke)

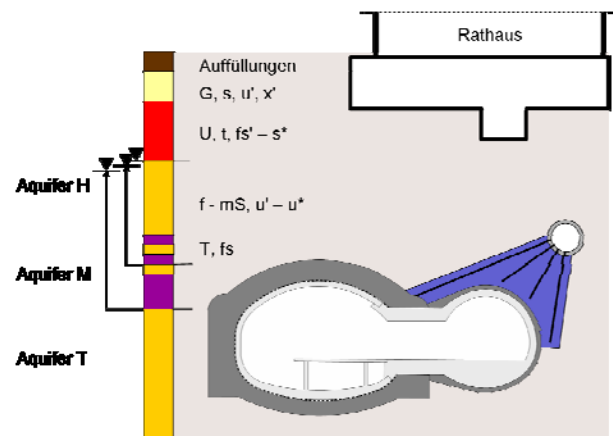


Abb. 9.4: Vereisung vom Pilotstollen

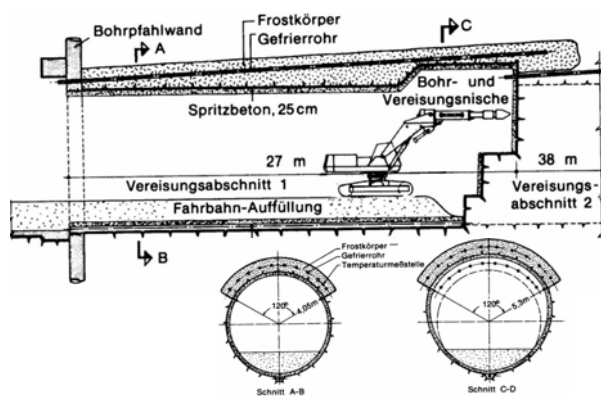


Abb. 9.5: Vortrieb unter einem Vereisungsschirm

Es wird im Wesentlichen zwischen zwei Vereisungsverfahren unterschieden. Bei der Solevereisung kommen Gefrieranlagen zum Einsatz, die im Prinzip wie Kühlschränke funktionieren (s. Abb. 9.6). Dabei wird ein Kältemittel (in der Regel Ammoniak  $NH_3$ ) in einem Kompressor verdichtet und in einem Kondensator mit Wärmetauscher verflüssigt. Die dabei entstehende Wärme wird an die Außenluft abgegeben. Im Verdampfer kann sich das Kältemittel anschließend entspannen und entzieht dem Solekreislauf über einen Wärmetauscher die Wärme. Das Kältemittel wird daraufhin wieder dem Kompressor zugeführt. Durch diesen Vorgang wird die Sole auf ca.  $-20^{\circ}C$  bis  $-40^{\circ}C$  abgekühlt. Als Sole kommt entweder Kalziumchlorid ( $CaCl_2$  für Temperatur  $> -55^{\circ}C$ ) oder Magnesiumchlorid ( $MgCl_2$  für Temperatur  $> -35^{\circ}C$ ) zum Einsatz. Die Sole wird durch die im Boden befindlichen Gefrierrohre gepumpt. Sie nimmt dort Wärme auf und entzieht sie so dem Boden.

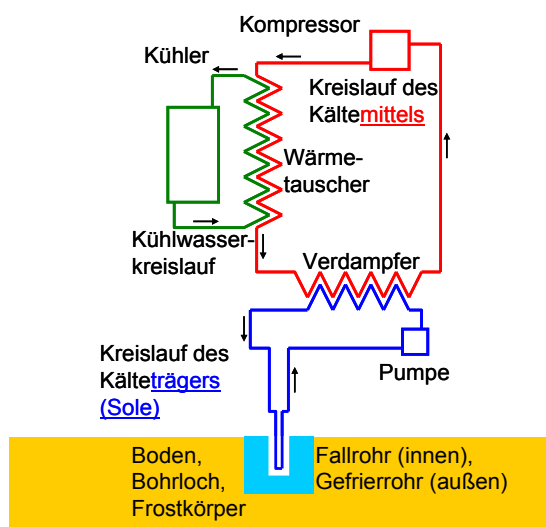


Abb. 9.6: Schema zur Solevereisung (nach Jessberger, 1991)

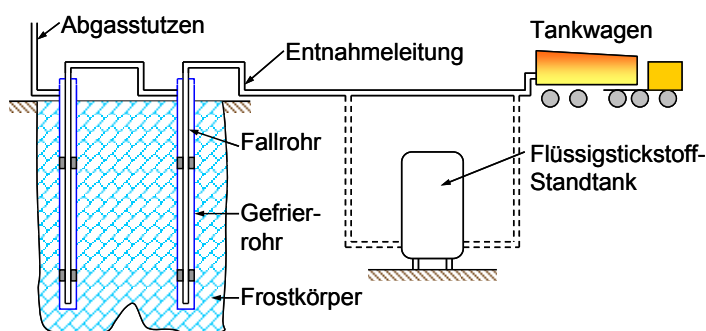


Abb. 9.7: Schema zu Stickstoffvereisung (nach Jessberger, 1991)

Zum anderen können Frostkörper im Untergrund mit Hilfe flüssiger Gase (Stickstoff oder Kohlendioxid) hergestellt werden. Dieses Verfahren wird im allgemeinen Sprachgebrauch als Stickstoffvereisung bezeichnet. Dabei wird flüssiger Stickstoff oder flüssiger Kohlendioxid mit einer Temperatur von ca.  $-200^{\circ}C$  beziehungsweise ca.  $-70^{\circ}C$  durch Gefrierrohre geleitet, die im Untergrund verlegt sind. Die Gase verdampfen in den Rohren und entziehen so dem Boden Wärme (s. Abb. 9.7).

Um die in einer Reihe angeordneten Gefrierrohre bilden sich radial zunächst einzelne Frostkörper aus. Mit zunehmender Gefrierdauer wachsen die einzelnen Frostkörper zusammen und ergeben schließlich einen in der Dicke nahezu konstanten Frostkörper (s. Abb. 9.8). Sobald der Frostkörper die erforderliche Dicke aufweist, kann er als Trag- oder Dichtelement verwendet werden.

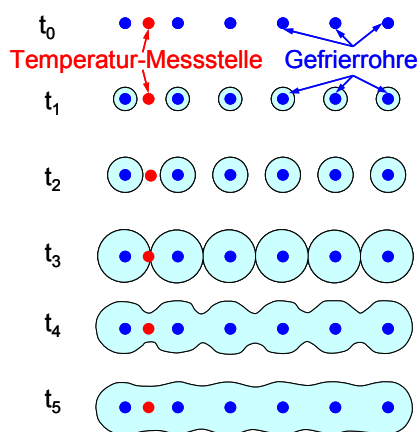


Abb. 9.8: Entwicklung des Gefrierkörpers (aus Vogt, 2009)

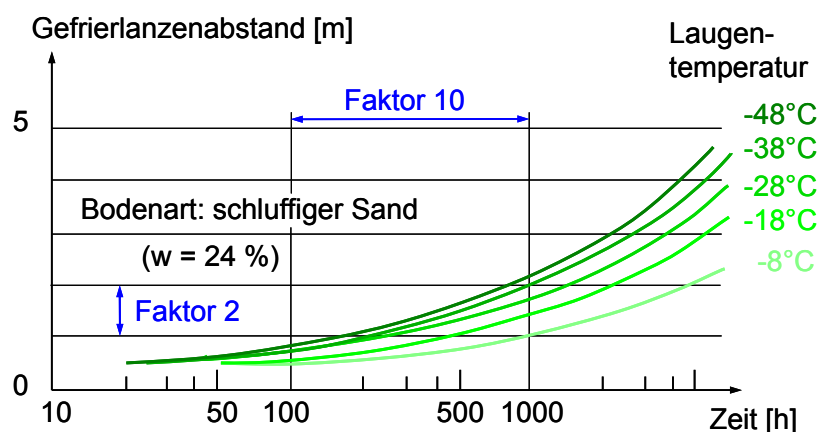


Abb. 9.9: Wahl des Gefrierlanzenabstands (Kakimow, 1957, aus Vogt, 2009)

Als maximaler Abstand der einzelnen Gefrierrohre untereinander kann erfahrungsgemäß der 15-fache Rohrdurchmesser angesetzt werden. Der Abstand der Gefrierrohre hat entscheidenden Einfluss auf die Gefrierzeit. Je geringer der Gefrierlanzenabstand bei gleich bleibender Temperatur des Kältemittels ist, desto weniger Zeit wird für die Herstellung des Frostkörpers benötigt (s. Abb. 9.9). Da der Gefrierlanzenabstand die Gefrierzeit so entscheidend beeinflusst, kommt in der Praxis der Zielgenauigkeit bei der Herstellung des Bohrlochs für die Gefrierlanzen eine wichtige Bedeutung zu. Geht man beispielsweise von einer Abweichung von maximal 1 % aus, würde sich bei einer Bohrlänge von 30 m bereits eine maximale Abweichung von 0,6 m ergeben.

Je geringer die Temperatur im Boden ist, desto größer sind die kurzzeitig erreichbaren einaxialen Druckfestigkeiten des Frostkörpers. Daneben hängt die einaxiale Druckfestigkeit im Wesentlichen von der Bodenart und der damit verbundenen Kornstruktur sowie von der Belastungsdauer ab (Abb. 9.10). Mit zunehmender Belastungsdauer sinkt die einaxiale Druckfestigkeit aufgrund der Kriech Eigenschaften des gefrorenen Bodens.

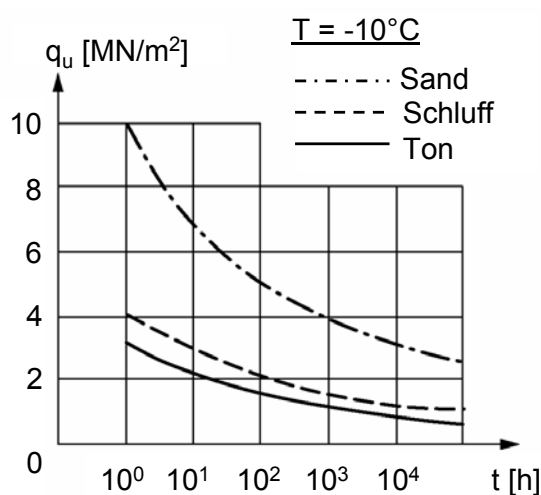
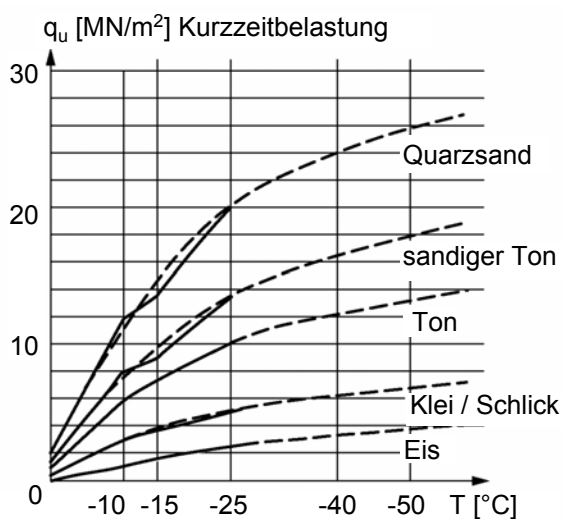


Abb. 9.10a u. b: Einfluss der Temperatur und der Zeit auf die Festigkeit des Frostkörpers

In nachfolgender Tabelle sind grobe Anhaltswerte anzusetzender Festigkeiten und Steifigkeiten für Gefrierkörper zusammengestellt.

Bodenart	Kurzzeiteigenschaften				Langzeiteigenschaften			
	qu [MN/m <sup>2</sup> ]	φ [°]	c [MN/m <sup>2</sup> ]	E-Modul [MN/m <sup>2</sup> ]	qu [MN/m <sup>2</sup> ]	φ [°]	c [MN/m <sup>2</sup> ]	E-Modul [MN/m <sup>2</sup> ]
nicht bindig, mitteldicht	4,5	20 – 25	1,5	500	3,6	20 – 25	1,2	250
bindig steif	2,2	15 – 20	0,8	300	1,6	15 – 20	0,6	120

Tab. 9.1: Anhaltswerte zur Festigkeit und Steifigkeit von Gefrierkörpern

### 9.2.2 Frosthebungen

Frosthebungen während des Gefriervorgangs können im Wesentlichen auf zwei Ursachen zurückgeführt werden: Infolge der Frostausbreitung im Untergrund kommt es durch die 9 %-ige Volumenzunahme bei der Entstehung von Eis aus Wasser zu homogenen Frosthebungen ( $\Delta h_{vol}$ ). Weiterhin bilden sich insbesondere bei feinkörnigen Böden an der Grenze vom gefrorenen zum ungefrorenen Zustand aus reinen Eiskristallen wachsende Körper, die so genannten Eislin sen. Sofern ein Wasserdargebot vorhanden ist, treten so bei einem kontinuierlichen Energieabtrag mit der Zeit zunehmende Frosthebungen ( $\Delta h_{eisl.}$ ) in Folge Eislin senbildung auf.

Die Frosthebung von Böden kann im Labor in einem Zwei-Kammer-Frostschrank untersucht werden. Derartige Untersuchungen wurden am Zentrum Geotechnik beispielsweise für die Baumaßnahme „Bahnsteigerweiterung der U6 unter dem Münchner Rathaus“ durchgeführt und fanden Eingang in die Dissertation von Herrn Dr.-Ing. Kellner. In Abb. 9.11 ist der grundlegende Versuchsaufbau skizziert. Es wird die Probe eindimensional von oben gefroren. Während des Gefriervorgangs kann sie gleichzeitig von unten Wasser aufnehmen bzw. abgeben. Gemessen wird die Hebung der Probe ( $\Delta h_{vol} + \Delta h_{eisl.}$ ) bei verschiedenen Auflasten.

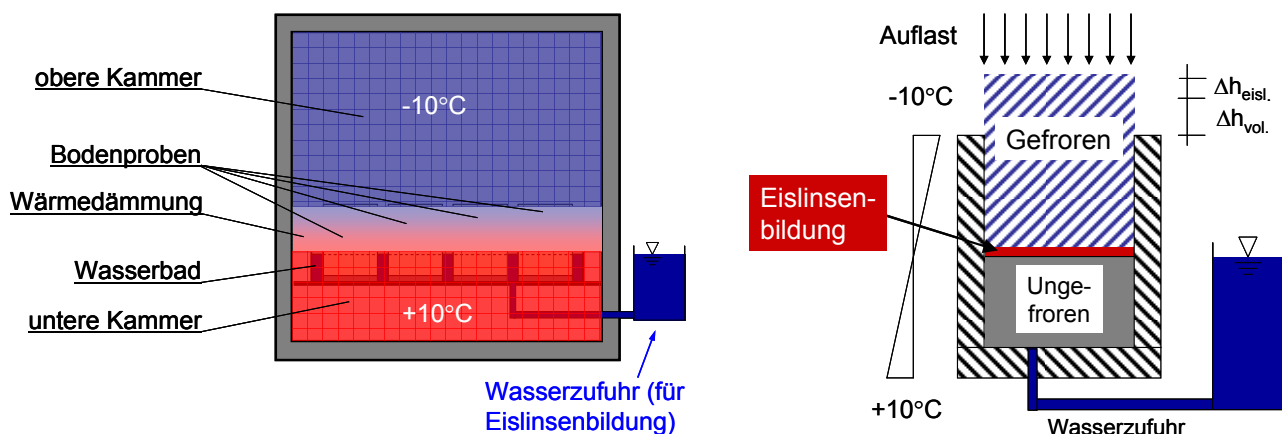


Abb. 9.11 a u. b: Prinzip des Frosthebungsversuchs im 2-Kammer-Frostschrank

Während die Frosthebungen infolge Volumenzunahme  $\Delta h_{vol}$  selbst bei Auflasten > 100 bar nicht unterbunden werden können, ist die Eislin senbildung abhängig von der Bodenauf last, der Bodenart und dem Wasserdargebot. Die maximale Auflast, bei der noch Hebungen infolge Eislin senbildung entstehen, wird Frosthebungsdruck bezeichnet. In Tab. 9.2 sind in Frosthebungsversuchen ermittelte Frosthebungsdrücke in Abhängigkeit von der Bodenart zusammengestellt.

Bodenart	$\Delta p$ [kN/m <sup>2</sup> ]
grober Sand	0
Mittel- bis Feinsand oder grober schluffiger Sand	0 bis 15
Feinschluff	15,0 bis 50,0
schluffiger Ton	50,0 bis 200,0
Ton	größer als 200,0

Tab. 9.2: Forsthebungsdrücke in Abhängigkeit von der Bodenart

Besonders anschaulich zeigt sich das unterschiedliche Frosthebungsverhalten infolge Eislinnenbildung unter geringer Auflast anhand eines Vergleichs eines feinkornarmen Sands mit einem Kaolinton (siehe Abb. 9.12).

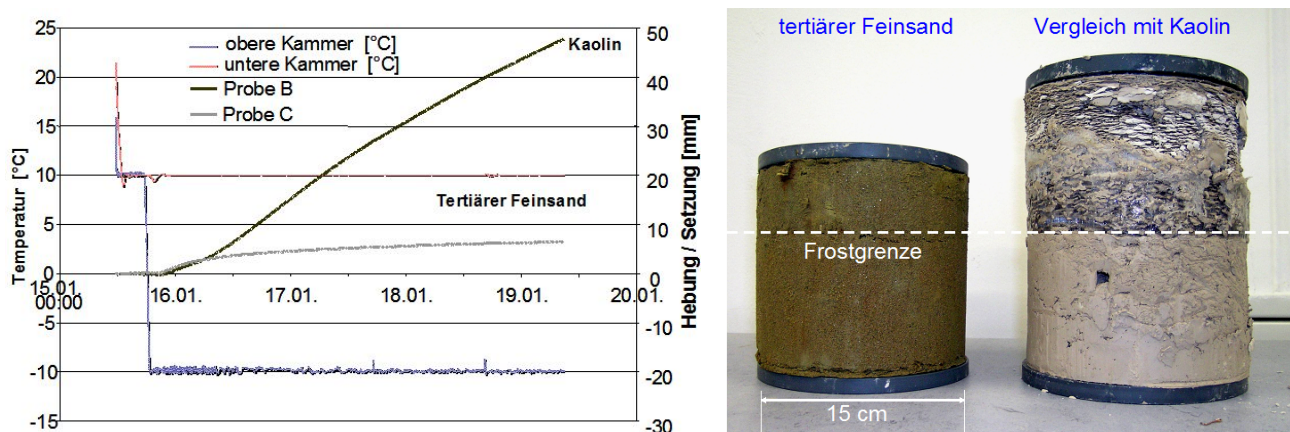


Abb. 9.12: Frosthebung eines Sands und eines Kaolintons bei  $\sigma = 6 \text{ kN/m}^2$

Während beim Sand selbst bei der geringen Auflast die Hebung unter 10 mm blieb, nimmt sie beim Ton fast linear mit der Zeit zu, was auf die fortlaufende Eislinnenbildung zurückzuführen ist.

In nachfolgender Abb. 9.13 sind die maßgeblichen Aspekte zu Frosthebungen durch Eislinnenbildung nochmals zusammengefasst.

### Frosthebungen durch Eislinnenbildung



Benötigen ein Wasserdargebot

Nehmen mit der Zeit zu

Nehmen von der grob- zur feinkörnigen Bodenart zu

Nehmen mit steigender Auflast ab

Je feinkörniger der Boden, um so größer die erforderliche Auflast, um Eislinnen unterdrücken zu können

Können durch Erzeugung einer instationären 0°-Isotherme verlangsamt werden (pulsierender Frosteintrag)

Abb. 9.13: Maßgebliche Aspekte zur Frosthebung

### 9.2.3 Anwendungsbeispiel: Bahnsteigerweiterung der U6 unter dem Münchner Rathaus

#### 9.2.3.1 Baumaßnahme

Zur Erweiterung der Bahnsteige für die U-Bahnlinie U6 unter dem neuen Rathaus in München wurden 2 neue Tunnelröhren parallel zu den beiden Bestandsbahnsteigen der Linie U6 hergestellt (s. Abb. 9.14.). Das Bauvorhaben wurde bereits in Abschnitt 4.2.3 beschrieben..

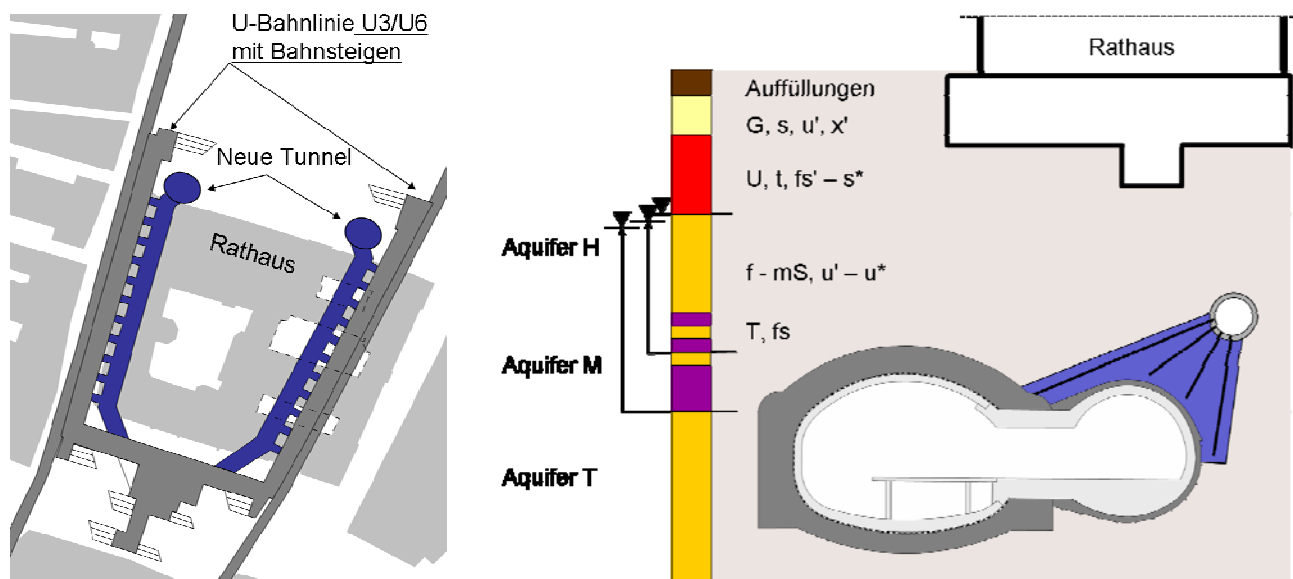


Abb. 9.14 a u. b: Lage und Schnitt zum Bauvorhaben Bahnsteigerweiterung der U6 in München

Der zur Ausführung gelangte Sondervorschlag der Firma Max Bögl sah vor, die neuen Tunnelröhren im Schutz eines Vereisungsschirms (siehe blaue Fläche in Abb. 9.14b) aufzufahren. Die hierfür notwendigen Vereisungslanzen wurden von Pilotstollen aus gebohrt, die vorab seitlich versetzt über den Begleittunneln mittels Rohrvorpressung hergestellt wurden. Zur Wasserhaltung wurden Vertikalbrunnen von der Geländeoberfläche aus eingesetzt.

Aus den Pilotstollen heraus wurden je ca. 350 Vereisungsbohrungen mit einem Durchmesser von 88,9 mm und einer Gesamtlänge von ca. 3800 m gegen das Grundwasser ausgeführt. Die Vereisungsbohrungen wurden derart fächerförmig angeordnet, dass der Boden über dem Erweiterungstunnel im gefrorenen Zustand einen geschlossenen Vereisungsschirm bildete. Als Kälte-träger der Solevereisung kam eine Kalziumchlorid-Lösung zum Einsatz. Die Lösung wurde durch eine Kälteanlage mit einer Leistung von 2 x 275 kW auf  $-38\text{ °C}$  abgekühlt.

Die Bohrungen für die Vereisungslanzen erfolgten mit verloraener Spitze und einfacher Verrohrung (s. Abb. 9.15). Zur Vermeidung von Sandaustrag mit der Folge von unkontrollierten Setzungen und zur Verfüllung ungewollt entstandener kleiner Hohlräume beim Bohren wurde in den fließempfindlichen Tertiärsanden mit Dickspülung (Zementsuspension) gebohrt. Nach Erreichen der Endteufe wurde das äußere Vereisungsrohr eingestellt, mit der verbliebenen Bohrkronenachse nach vorne abgedichtet und während des Ziehens des Bohrgestänges der Ringraum verpresst. Anschließend wurde das innere Vereisungsrohr eingestellt. Die Sohle wurde über das Innenrohr eingebracht und floss im Ringraum zwischen innerem und äußeren Vereisungsrohr nach oben.

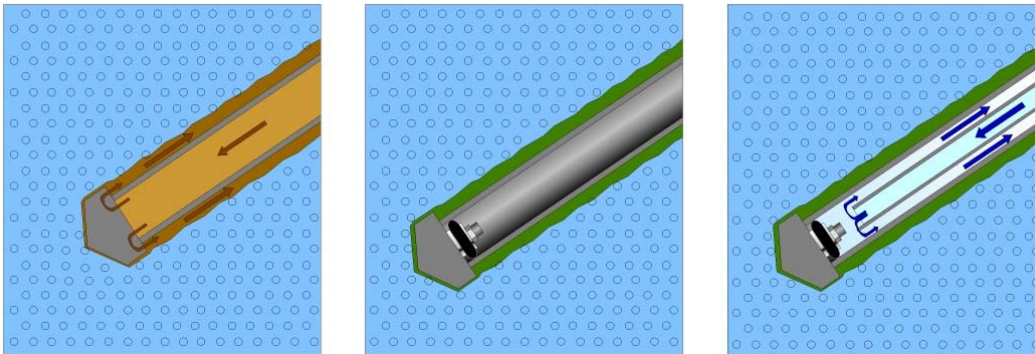


Abb. 9.15: Herstellung der Vereisungslanzen

### 9.2.3.2 Maßnahmen zur Reduzierung der Frosthebungen

Bereits für die Herstellung des Bahnsteigs der U6 in den Sechziger Jahren wurde eine zusätzliche Sicherung des Vortriebs in Kernbauweise durch Vereisung bedacht, allerdings zeigten die damals am Prüfamf für Grundbau und Bodenmechanik der TU München durchgeführten Frostversuche, dass mit langanhaltenden Hebungen und nachfolgenden Setzungen zu rechnen ist. Besonders ungünstig ist hierbei die Wechsellagerung aus durchlässigen Sanden und mittel- bis ausgeprägt plastischen Tonen im Firstbereich der Vortriebe. Wie Versuche zeigten, treten in den Tonen bei über 400 kN/m<sup>2</sup> Auflast noch Frosthebungen durch Eislinsenbildung auf und das dafür erforderliche Wasser wird über die Sandschichten zur Verfügung gestellt.

Damit es im Zuge des Sondervorschlags für die Bahnsteigerweiterung nicht zu ausgeprägten Frosthebungen kommt, wurden folgende Sondermaßnahmen ergriffen:

- Zur Kontrolle sowie zur Steuerung der Temperaturverläufe im Boden wurden fünf Messquerschnitte mit je 18 Messpunkten für jeden Erweiterungstunnel fortlaufend gemessen.
- Um die Vorhalte- und Betriebsdauer des Vereisungsschirmes und damit die Frosthebungen zu minimieren, wurden die Vereisungskörper beider Tunnel in je drei Abschnitte Nord – Mitte - Süd unterteilt. Sie wurden getrennt betrieben und kurzfristig nach Erreichen der erforderlichen Tragfähigkeit der Spritzbetonschale wieder außer Betrieb genommen.
- Innerhalb der Vereisungsabschnitte konnte durch gruppenweisen Betrieb der Vereisungsbohrungen die Steuerung der Anlage noch weiter differenziert werden. Die Vereisungslanzen wurden intermittierend betrieben.

Der Vereisungsverlauf eines Abschnittes ist in Abb. 9.16 schematisch dargestellt. Der Inbetriebnahme der Vereisungslanzen im Kern des Vereisungskörpers folgte nach ca. 20 Tagen die Beschickung der Lanzen im Randbereich des Eiskörpers. Nach Erreichen einer Temperatur von ca. - 22 °C im Kernbereich sowie 0 °C im Randbereich wurden die Vereisungslanzen nur noch intermittierend betrieben, im Kernbereich im Mittel 8 Stunden und im Randbereich 12 Stunden täglich. Durch den intermittierenden Betrieb wanderte die Nullgradisotherme nicht nach außen (Vergrößerung des Frostkörpers), sondern verblieb in einem engen Bereich, der immer wieder gefroren und aufgetaut wurde. Die Frosthebungen reduzierten sich dadurch deutlich. Nach etwa 90 Tagen konnte der Betrieb eines Abschnittes eingestellt werden. Der anschließende Auftauvorgang beanspruchte ca. drei Monate.

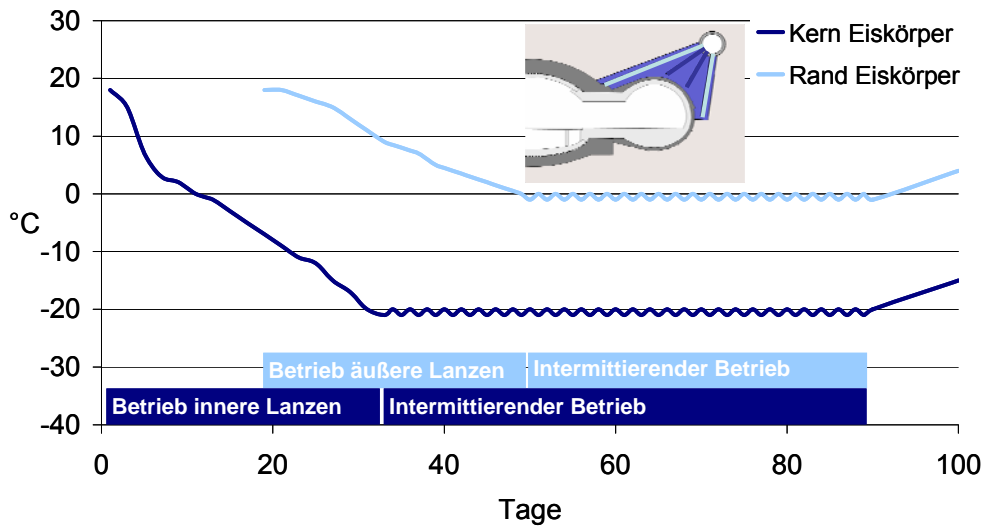


Abb. 9.16: Steuerung des Betriebs der Vereisungslanzen zur Reduzierung der Frosthebungen

In Abb. 9.17 sind die in den 3 Abschnitten ermittelten Verformungen dargestellt.

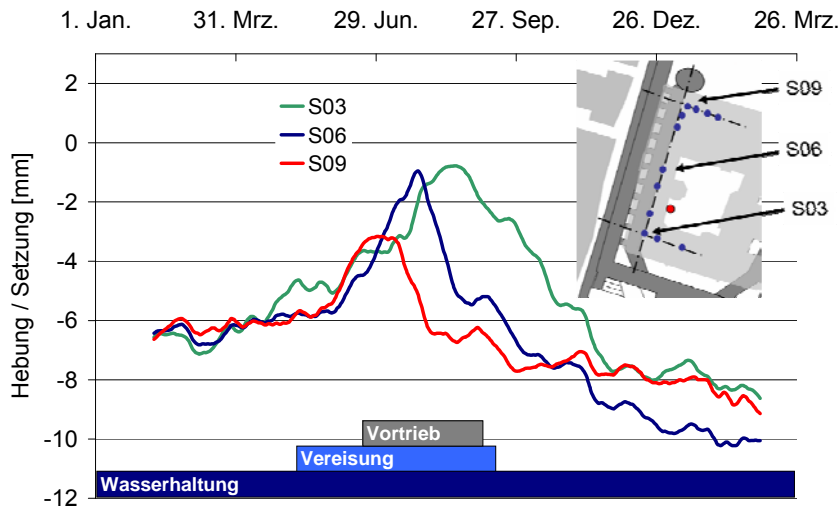


Abb. 9.17: Verformungen während des Vortriebs

Die vor Beginn der Vereisung ermittelten Setzungen betragen ca. 6 mm. Sie sind insbesondere auf die Wasserhaltungsmaßnahmen zurückzuführen. Jeweils zu Beginn der Vereisung erfolgten die Frosthebungen durch Volumenzunahme und durch Eislinsenbildung ( $\Delta h_{vol.} + \Delta h_{eisl.}$ ). Wie zu erwarten, traten die Hebungen kontinuierlich auf, bis der Vortrieb fast unmittelbar an den Messquerschnitt heranreichte. Die nachfolgenden Setzungen aus dem Vortrieb betragen bis zu ca. 12 mm.

Wenn man berücksichtigt, dass bereits etwa die Hälfte der Setzungen auf die Wasserhaltungsmaßnahmen zurückzuführen sind, die großflächig auftreten und daher nur sehr geringe Setzungsdifferenzen hervorrufen, lässt sich zusammenfassen, dass mit dieser Vorgehensweise das Ziel eines setzungsarmen Vortriebs vollständig erreicht wurde. Am Rathaus wurden keine aus der Baumaßnahme resultierenden Setzungsschäden festgestellt.



### 9.2.3.3 Tragwirkung des Vereisungsschirms

Zur Ermittlung der zeitlichen Entwicklung der Normalkräfte in den Bewehrungsstäben der Ausbaubögen wurden zwei Ausbaubögen mit Dehnmessstreifen DMS bestückt. Durch die DMS werden die Stauchungen der Bewehrungsstäbe gemessen und über den Stahlquerschnitt die Normalkraft errechnet. Die Ausbaubögen bestehen aus im Querschnitt trapezförmigen Gitterträgern mit jeweils 2 Bewehrungsstäben  $\varnothing 25$  mm als Ober- und Untergurt und einem Kopfplattenstoß in der Tunnelfirste. Beide Ausbaubögen wurden jeweils an 8 Stellen mit DMS bestückt. Die Messstellen wurden über dem Kalottenfuß, beidseits des Kopfplattenstoßes in der Tunnelfirste und neben dem Auflager auf dem Bestandsbauwerk der U6 jeweils auf einem Ober- und Untergurt des Ausbaubogens angeordnet. Die Messgitter der DMS wurden zu einer Vollbrücke mit Biegekompensation verschaltet. In Abb. 9.18 ist die Lage der Messstellen und die zeitliche Entwicklung der errechneten Druckkräfte in den Bewehrungsstäben auf Höhe der Tunnelfirste dargestellt.

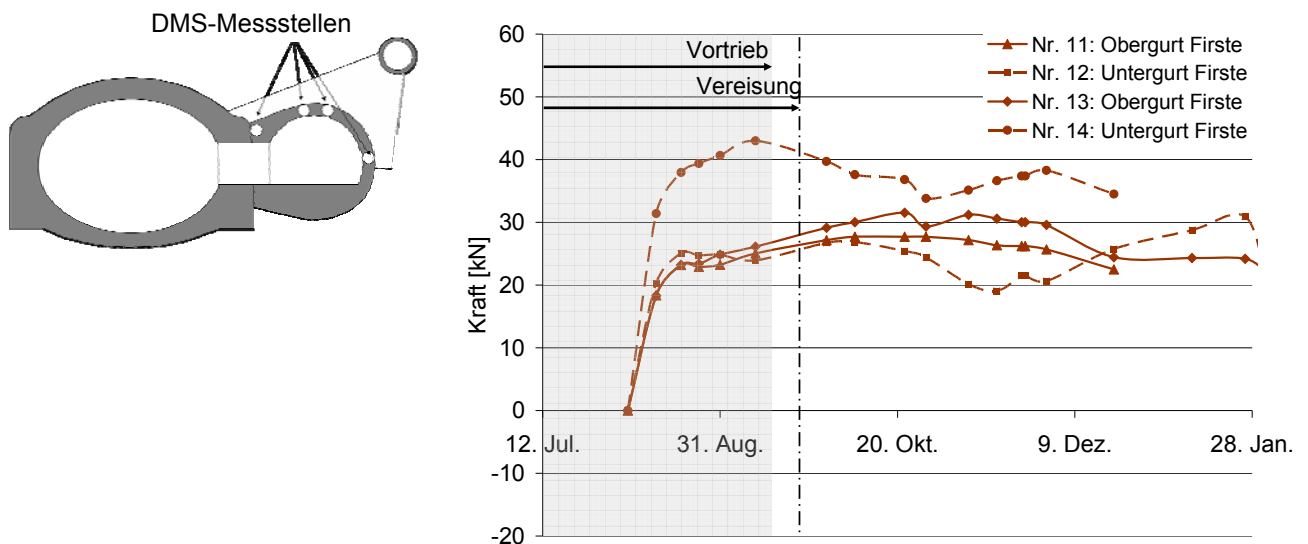


Abb. 9.18 a u. b: Lage der DMS-Messstellen und ermittelte Druckkräfte in der Firste

Insgesamt lassen sich die Ergebnisse der DMS-Messungen hinsichtlich der Tragwirkung des Vereisungsschirms wie folgt interpretieren:

- Der rasche Anstieg der Druckkräfte in den Bewehrungsstäben nach dem Einbau der Ausbaubögen ist auf die Umlagerung von Kräften infolge des Vortriebs zurückzuführen. Mit der Erhärtung des Spritzbetons gehen die Kräfte in die Tunnelschale über. Dabei wirkt die Spritzbetonschale auch als Auflager für den Vereisungskörper in Tunnelängsrichtung.
- Bereits nach ca. 10 Tagen verändern sich die Druckkräfte im Ausbaubogen nur mehr geringfügig und auch das Abschalten der Vereisung erhöht die Kräfte in der Außenschale nicht weiter. Es kann somit davon ausgegangen werden, dass die Lasten, die der Vereisungskörper während des Vortriebs kurzfristig übernommen hatte, durch Kriechvorgänge im Vereisungskörper bereits frühzeitig auf die Tunnelaußenschale umgelagert worden sind.
- Aus den gemessenen Stauchungen in der Tunnelschale lässt sich für eine erste Abschätzung unter der stark vereinfachenden Annahme eines E-Moduls für den Spritzbeton von  $15.000 \text{ MN/m}^2$  und einer ebenen Dehnungsverteilung ein oberer Grenzwert für die Normalkräfte in der Tunnelschale von ca.  $1400 \text{ kN / lfdm}$  abschätzen. Ein Vergleich mit Messungen bei Spritzbeton-

vortrieben vergleichbaren Querschnitts ohne Vereisungsschirm zeigt, dass diese Normalkräfte relativ hoch sind. Dies liegt überwiegend daran, dass es durch die geringen Verformungen in Folge des Vereisungsschirms nicht in dem sonst bei Spritzbetonvortrieben üblichen Maße zu Lastumlagerungen und damit zu Gewölbetragswirkung im Gebirge kommt.

Auch diese Ergebnisse bestätigen, dass der Vereisungsschirm gut geeignet ist, um einen setzungsarmen Vortrieb zu ermöglichen. Er übernimmt kurzfristig die sonst im Boden bei deutlich größeren Verformungen auftretenden Gewölbekräfte. Längerfristig werden diese dann aufgrund von Kriechvorgängen an die erhärtende Spritzbetonschale übergeben.

### 9.3 Injektionsschirm

#### 9.3.1 Injektion: Verfahren und Anwendungsgrenzen

Eine im Grundbau häufig eingesetzte Methode zur Stabilisierung des Baugrunds ist die Injektion. Hierbei werden die Porenräume des Bodens verpresst. Schirmgewölbe mittels Injektionen nach DIN 4093 bzw. DIN EN 12715 können von GOK oder auch vom Tunnel aus hergestellt werden. Sie können im Tunnelbau dazu verwendet werden, um

- die Tragfähigkeit des Bodens zu erhöhen, und / oder
- dessen Durchlässigkeit zu reduzieren.

Sie können mittels einfacher Injektionslanzen oder mit Manschettenrohren ausgeführt werden. Das Einbringen der Injektionslanzen mit fester oder verlorener Spitze kann rammend oder spülend (Wasser- oder Suspensionsspülung) erfolgen. Hat die Injektionslanze die gewünschte Eindringtiefe erreicht, wird sie abschnittsweise gezogen und jeweils das Injektionsgut verpresst. Das Injektionsgut tritt an der Spitze aus. Mit Hilfe derartiger Injektionen kann beispielsweise lokal die Ortsbrust im Kies stabilisiert werden, was dazu beiträgt, dass sich die Ortsbrust weniger verformt und sich dementsprechend auch geringere Setzungen einstellen. Mit dieser Vorgehensweise lassen sich allerdings in der Regel keine Schirmgewölbe herstellen, da, anders als bei der Manschettenrohrinjektion, die Injektion nicht zielgenau an den gewünschten Injektionsstellen erfolgt.

Bei der Manschettenrohrinjektion wird in ein meist verrohrt hergestelltes Bohrloch ein Manschettenrohr eingestellt und mit dem Ziehen der Verrohrung das Bohrloch mit Suspension verfüllt (s. Abb. 9.19). Das Manschettenrohr besitzt beispielsweise alle 33 cm Öffnungen, die wie beim Fahrradventil mit einer Gummimanschette verschlossen sind. Ist die Verfüllsuspension abgebunden, kann über eine Injektionslanze mit Doppelpacker jede Injektionsöffnung des Manschettenrohrs gezielt injiziert werden (s. Abb. 9.20).

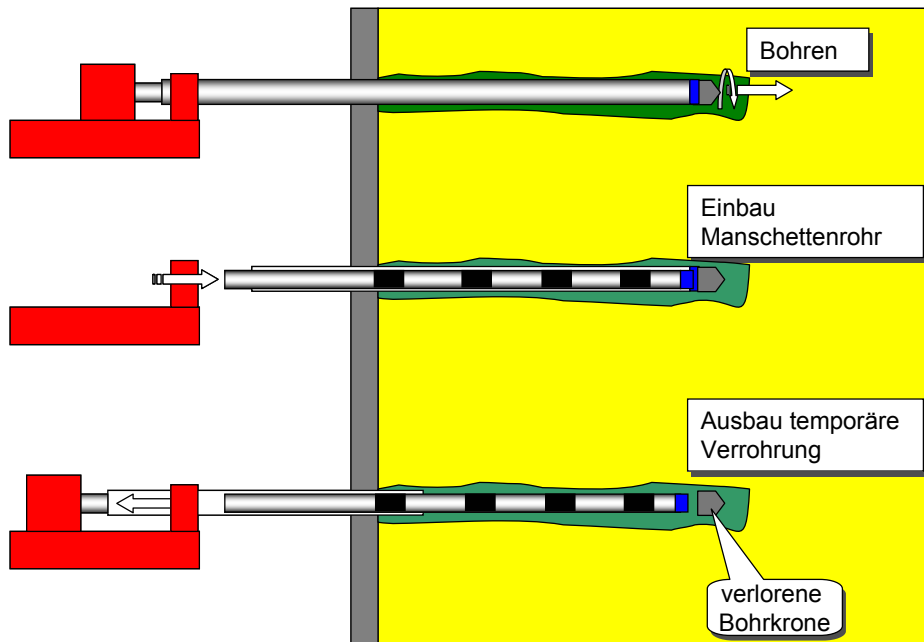


Abb. 9.19: Einbringen des Manschettenrohrs (Züblin, 2004)

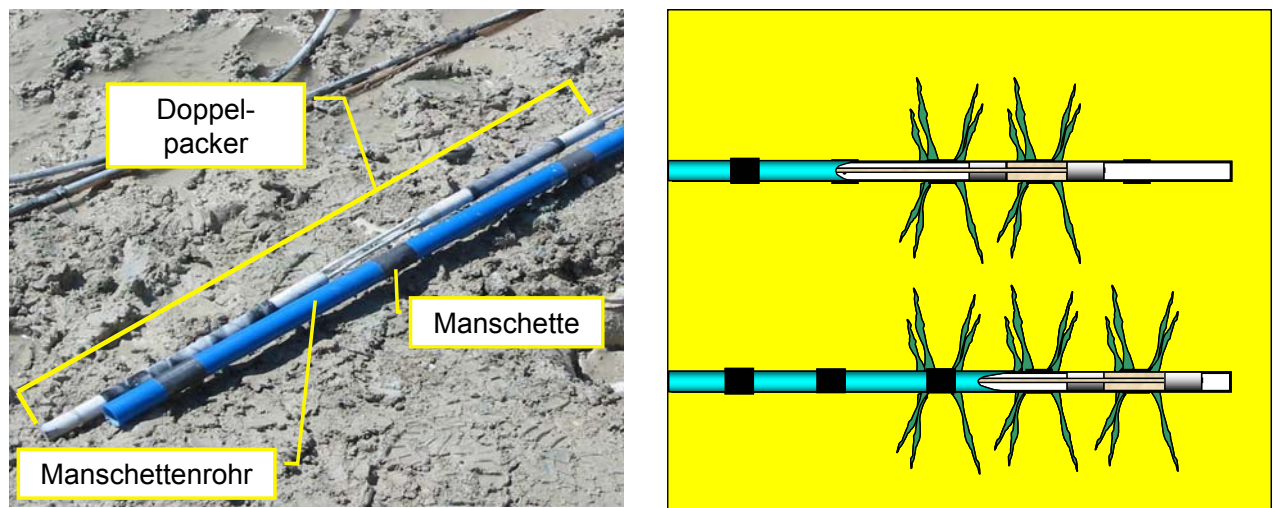


Abb. 9.20 a und b: Injektion über Manschettenrohr mit Doppelpacker (Züblin, 2004)

Zielgrößen der Injektion sind üblicherweise der Injektionsdruck sowie die Injektionsmenge. Wird der gewählte Injektionsdruck nach Erreichen der vorgegebenen Injektionsmenge nicht erreicht, kann bei der Manschettenrohrinjektion zu einem späteren Zeitpunkt (nach Erhärten des eingebrachten Injektionsguts) nachinjiziert werden. Damit wird verhindert, dass bei einer einzigen Injektion unkontrolliert große Mengen an Injektionsgut abfließen.

Der maximale Injektionsdruck ist zum einen durch die vorhandene Überdeckung begrenzt. Er darf nicht so groß sein, dass der darüber liegende Boden angehoben wird und sich damit das Injektionsgut unkontrolliert flächig verteilt. Zum anderen darf bei größeren Überlagerungen der Injektionsdruck nicht so groß sein, dass das Injektionsgut (z.B. Zement) im Boden ausfiltert.

Die maximale Länge der nicht gesteuerten verrohrten Bohrung zum Einbringen des Manschettenrohrs ist von der Zielgenauigkeit abhängig. Grob besitzen die verrohrten Bohrungen eine maximale Abweichung von etwa 1 bis 2 %, so dass die herkömmliche Anwendung auf eine maximale Län-

ge von ca. 15 m bis 20 m beschränkt bleibt. Es besteht auch die allerdings sehr aufwändige Möglichkeit, die Bohrungen mit den im Microtunnelbau möglichen Methoden gesteuert auszuführen.

In Abb. 9.21 sind die Anwendungsgrenzen der verschiedenen Injektionsmittel dargestellt. Grundsätzlich ist immer das größte Injektionsmittel auch das wirtschaftlichste. Bei den im Tunnelbau häufig erforderlichen großen Kubaturen ergibt sich, dass sich der Einsatzbereich der Injektion zur Reduzierung von Setzungen aus wirtschaftlichen Gründen insbesondere auf Kiese (Zementsuspension, bzw. Mörtel) und eventuell auch Mittel- bis Grobsande (Ultrafeinzemente) beschränkt.

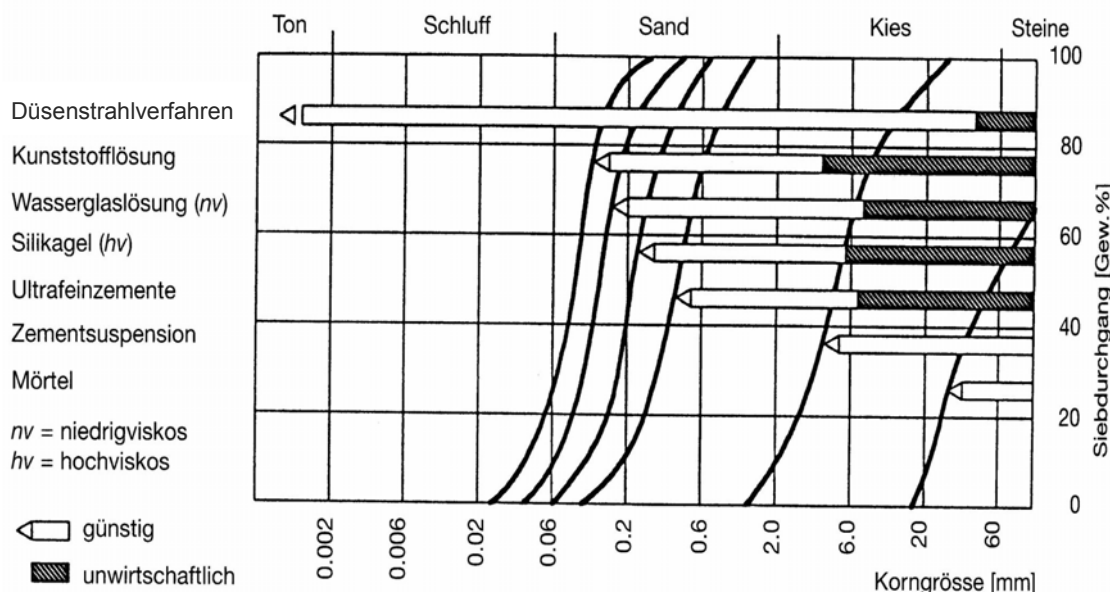


Abb. 9.21: Injektionsmittel und deren Einsatzgebiete (nach Fa. Keller, 2003)

Ob inhomogen geschichtete Böden durch Injektionen geeignet verbessert werden können, ist in Abhängigkeit vom Injektionsziel zu sehen. Soll lediglich die Durchlässigkeit des Bodens reduziert werden, kann es ausreichend sein, dass die stärker durchlässigen Bereiche injiziert werden, während in die geringer durchlässigen Bereiche kein Injektionsgut eindringt (z.B. Rollkieslagen in einem sonst schluffigen, sandigen Kies). Soll mit Injektionen dagegen die Scherfestigkeit des Bodens erhöht werden, wird es häufig nicht ausreichen, dass der Boden nur in Teilbereichen injiziert wird.

Auf die Tragwirkung des durch Injektionen hergestellten Injektionsschirms wird in Abschnitt 9.5 anhand von Vergleichsberechnungen gesondert eingegangen.

### 9.3.2 Anwendungsbeispiel: U-Bahn-Los U3 Nord 1, Vortrieb O2 in München - Injektion von GOK und vom Tunnel aus

Ein eindrucksvolles Beispiel zur Anwendung von Injektionen im Tunnelbau bietet der Vortrieb O2 des U-Bahn-Loses U3 Nord 1 in München (Fillibeck et al., 2006). Mit der Ausführung des Bauloses, welches im Jahre 2001 begonnen und im Jahre 2006 abgeschlossen werden konnte, wurde die Arbeitsgemeinschaft Ed. Züblin AG / Max Bögl GmbH & Co KG beauftragt. Das Baulos mit einer Gesamtlänge von 1955 m verläuft vom bestehenden Bahnhof "Olympiazentrum" über den zu erstellenden Bahnhof "Olympiapark Nord" zum Bahnhof "Olympiaeinkaufszentrum".

Die geologischen Verhältnisse im Bereich O2 sind in Abb. 9.22 dargestellt. Es wurde ein Druckluft-

Spritzbetonvortrieb mit kurz vorseilender Kalotte und zusätzlicher Quartärinjektion bei weniger als 1,5 m Tertiärüberdeckung vorgesehen. Die Vortriebslänge betrug 2 mal ca. 400 m, die Querschnittsfläche  $A \approx 41 \text{ m}^2$ .

Der Injektionsbereich 1 (s. Abb. 9.22) mit einer Länge von ca. 42 m wurde von GOK aus ausgeführt (s. Abb. 9.23). Der Injektionsbereich 2 war in Streckenmitte von GOK aus nicht zugänglich und wurde daher vom Vortrieb aus injiziert (s. Abb. 9.24). Am Ende des Vortriebs konnte die Injektion wiederum von GOK aus erfolgen.

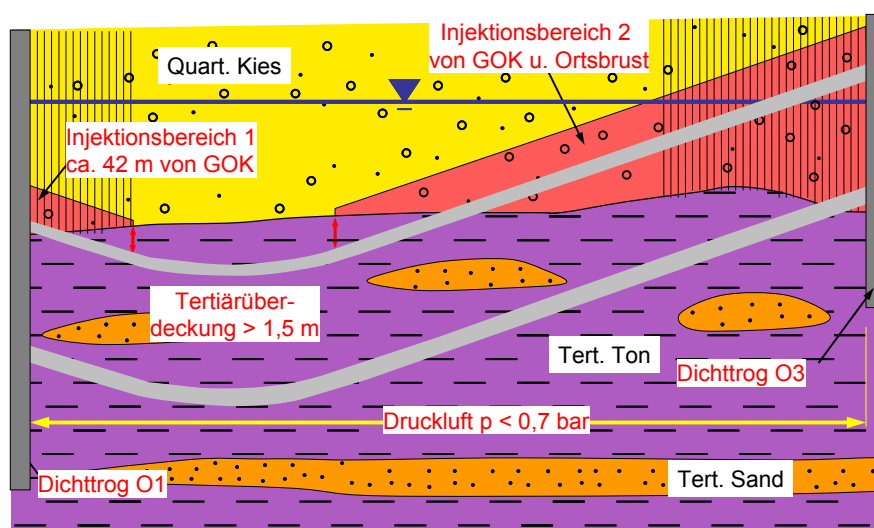


Abb. 9.22: Längsschnitt Vortrieb O2



Abb. 9.23: Manschettenrohrinjektion von GOK



Abb. 9.24: Injektion von der Ortsbrust

Zielvorgabe der Injektion war, die Durchlässigkeit der quartären Kiese durch Injektion der Rollkieslagen auf  $k \leq 5 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$  zu reduzieren, was mit Durchlässigkeitsversuchen im Bohrloch überprüft wurde. Zusätzlich sollte bei geringer Überdeckung nahe O3 durch die Injektion der quartären Kiese die Gewölbetragswirkung verbessert werden. Es wurden ausschließlich Manschettenrohrinjektionen ausgeführt.

Um die Zielvorgaben zu erreichen und gleichzeitig den Suspensionsverbrauch so gering wie möglich zu halten, wurde jeder Injektionsabschnitt in 2 Bereiche untergliedert. Im 2 m dicken Mantelbe-

reich und im 5 m dicken Stirnbereich (bei der Injektion von der Ortsbrust) wurde planmäßig ein Injektionsvolumen eingebracht, welches 15 % und im nachfolgend zu durchörternden Kernbereich 5 % des Bodenvolumens entspricht (s. Abb. 9.25). Die Injektion wurde abgebrochen, wenn der Injektionsdruck von 5 bar oder zuvor das geplante Injektionsvolumen erreicht waren, wobei im 2. Fall nach einer Überprüfung der Nachbarbereiche gegebenenfalls nachinjiziert wurde.

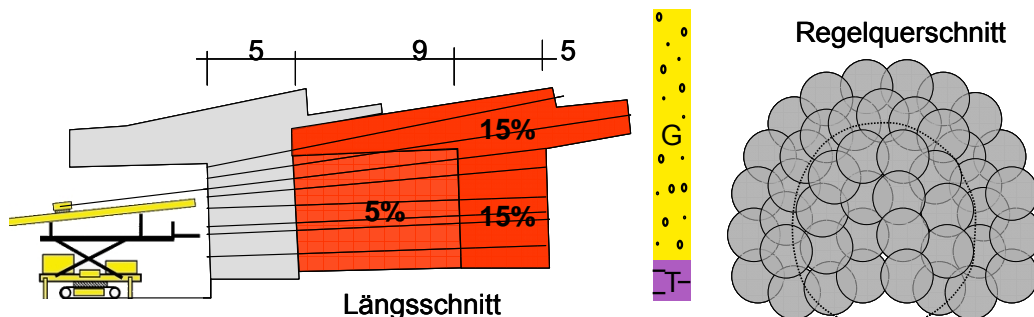


Abb. 9.25 a und b: Injektionskörper gemäß Planung bei der Injektion von der Ortsbrust

Tab. 9.3 gibt einen Überblick über die Größe der Injektionsmaßnahme.

	Injektion von GOK	Injektion vom Tunnel unter Druckluft
Bohrungen [-]	1240	370
Bohrmeter [-]	13600	7900
Injektionsmanschetten [-]	27200	16300
Planmäßiges Injektionsvolumen [l]	1721000	757000

Tab. 9.3: Ausführungsdaten zu den Injektionen für die Baumaßnahme U3 Nord, Los 1, O2

Die Manschettenrohre bei der Injektion von GOK aus wurden in einem Raster von 1,2 m mal 1,4 m angeordnet. Die verschiedentlichen Hindernisse (z.B. Kanäle) erforderten auch die schräge Anordnung von Manschettenrohren. Berücksichtigt man, dass sich zudem die Überdeckungshöhe ändert, wird mit Abb. 9.26 und Abb. 9.27 klar, dass für die Injektionsmaßnahmen von GOK aus eine intensive, rechnergestützte Planung erforderlich war.

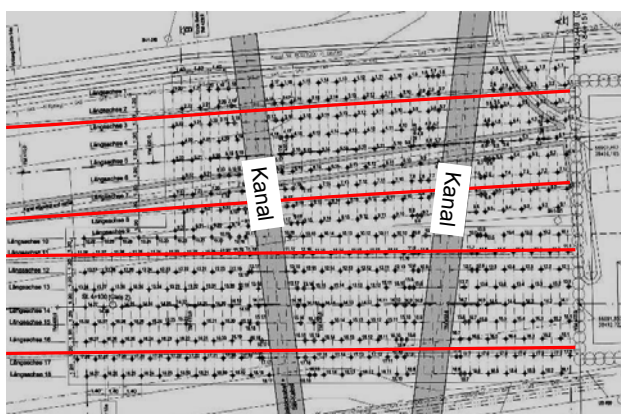


Abb. 9.26: Injektion von GOK im Injektionsbereich 1

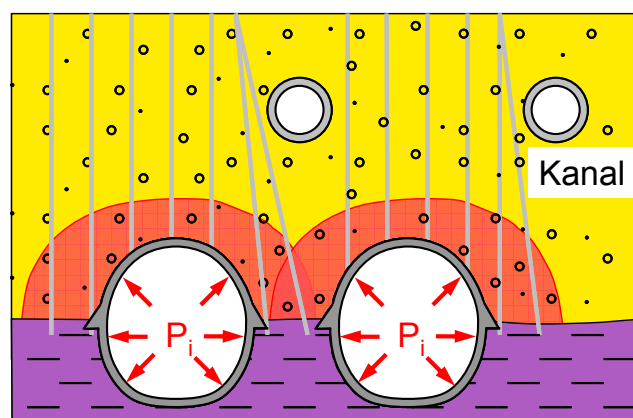


Abb. 9.27: Querschnitt Injektion von GOK aus

Dies trifft aufgrund der beengten Verhältnisse und der geometrischen Randbedingungen natürlich auch auf die Injektionen vom Tunnel aus zu. Zur Bereitstellung der Injektions-Solldaten und Auswertung der Ist-Daten wurde das von der Fa. Züblin erstellte Programm „SOFIA“ (Software für Injektionsarbeiten) eingesetzt.

Wie in Abb. 9.25 dargestellt, wurde planmäßig von einem zylindrischen Injektionskörperdurchmes-

ser ausgegangen. Die Manschettenrohre wurden so angeordnet, dass sich die Zylinder jeweils überschneiden. Tatsächlich haben sich jedoch entsprechend der horizontalen Schichtung des Baugrunds in Abhängigkeit von der stark wechselnden Durchlässigkeit der Kiese in den feinkornarmen Kieslagen horizontal verlaufende „Injektionsfladen“ ausgebildet (s. Abb. 9.28).



Abb. 9.28: Horizontale Ausbreitung des Injektionsguts in sand- und feinkornarmen Kieslagen

Nach der Injektion erfolgte der Vortrieb bei einem maximalen Überdruck von 0,7 bar. Im Bereich O2 wurden Setzungen von ca. 5 mm bis maximal 11 mm (im oberflächennahen Bereich bei Hindernissen und Auffüllungen) gemessen. Die Ursachen für die vergleichsweise große Schwankung der Maximalsetzung sind die sich örtlich stark ändernde Mächtigkeit der Auffüllungen und die Heterogenität der durch die Injektion erreichte Verbesserung des Gewölbes. Damit entsprechen die Verformungen etwa denen, die ohne Injektion zu erwarten waren, wobei zu berücksichtigen ist, dass es hier das vorrangige Ziel war, die Durchlässigkeit zu reduzieren.

Der später gemessene Druckluftverbrauch war fast immer geringer als der errechnete „Soll“-Verbrauch für  $k = 5 \cdot 10^{-5}$  m/s, so dass die Injektionsmaßnahme insgesamt als erfolgreich beurteilt werden kann.

### 9.4 Düsenstrahlschirm

#### 9.4.1 Verfahren und Anwendungsgrenzen

Zur Sicherung des Vortriebs und der Reduzierung von Verformungen können Düsenstrahlschirme nach DIN EN 12716 verwendet werden. Die Herstellung erfolgt wie beim Injektionsschirm entweder von der Geländeoberfläche oder - wie nachfolgend behandelt - von der Ortsbrust aus (s. Abb. 9.29).

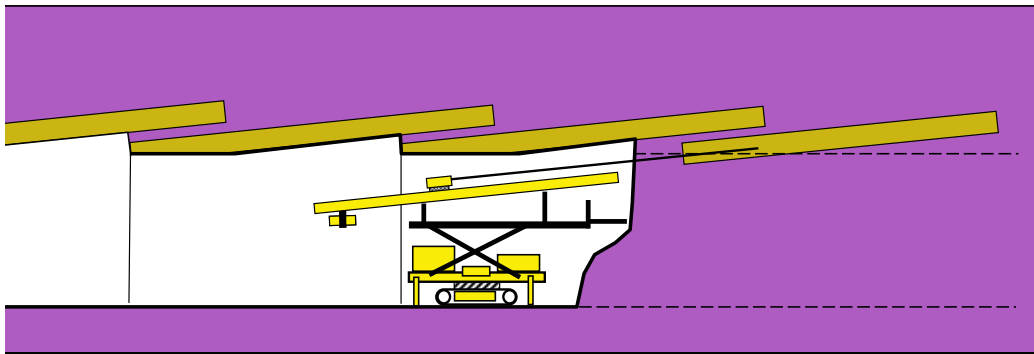


Abb. 9.29: Herstellung eines Düsenstrahlschirms von der Ortsbrust aus

Beim Düsenstrahlverfahren (DSV) wird zunächst mit einem Bohrgestänge ein Bohrloch hergestellt. Anschließend wird unter permanenter Rotation und Ziehen des Bohrgestänges der Boden um das Bohrgestänge ausgehend von der Verpressdüse am Bohrkopf aufgeschnitten (s. Abb. 9.30). Je nach Wahl der Mittel zum Aufschneiden des Bodens wird zwischen Simplex-Verfahren (Zementsuspension), Duplex-Verfahren (Zementsuspension und Luft, s. Abb. 9.31) oder Triplexverfahren (Zementsuspension, Luft und Wasser) unterschieden. Es werden in Abhängigkeit von der erforderlichen Lagegenauigkeit der Bohrung maximal Bohrlängen bis circa 25 m in Tunnellängsrichtung erreicht. Es kann wie bei der Injektion von einer Bohrabweichung von ca. 1 - 2 % der Bohrlänge ausgegangen werden. Werden geringere Abweichungen angestrebt, erfordert dies erhöhten Aufwand (steife Bohrwerkzeuge, erhöhter Vermessungsaufwand, Nacharbeiten bei Fehlabweichungen).

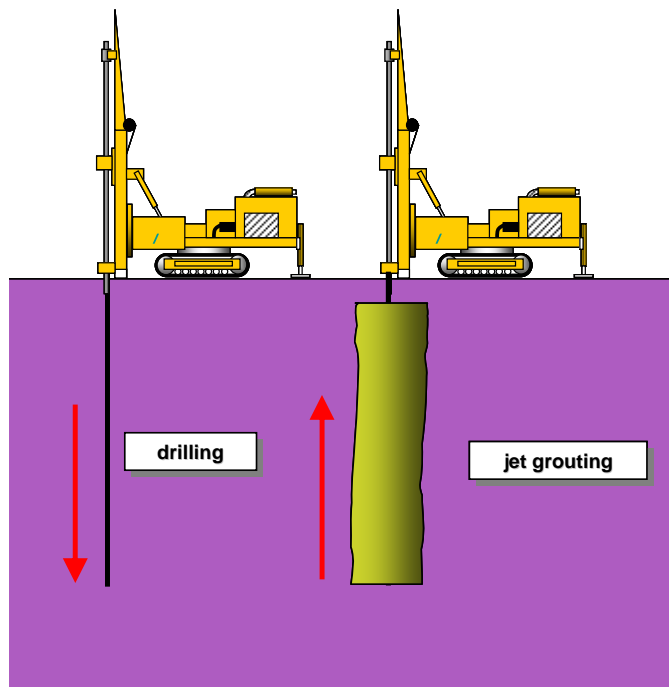


Abb. 9.30: Herstellung eines Düsenstrahlkörpers (nach Züblin, 2004)

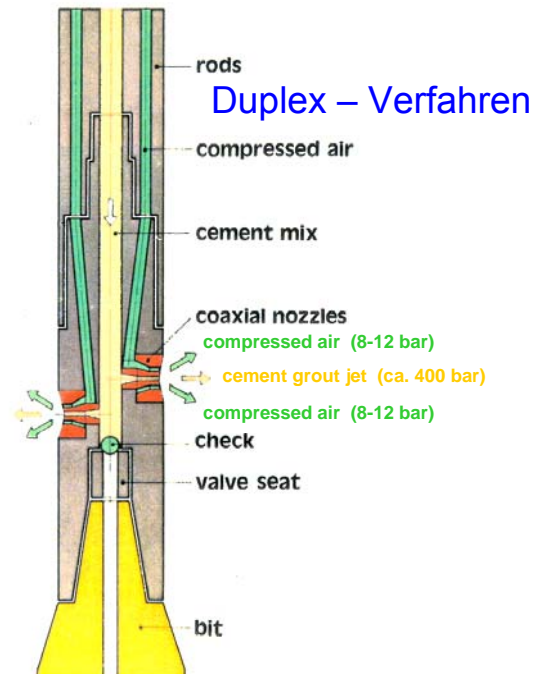


Abb. 9.31: Bsp. eines Bohrkopfs für das Duplexverfahren (nach Züblin, 2004)

Die Durchmesser der Säulen sind abhängig vom gewählten Verfahren, aber auch vom Düsendruck, der Rotations- und Ziehgeschwindigkeit sowie der Düsenausbildung. Erfahrungswerte sind in Tab. 9.4 zusammengestellt.



Boden	Simplex Ø [m]	Duplex Ø [m]	Triplex Ø [m]	Druckfestigkeit [MN/m <sup>2</sup> ]
sandiger Kies (A)	0,9 – 1,0	1,4 – 1,6	2,0 – 2,4	< 10
schluffiger Sand (B)	0,8 – 0,9	1,2 – 1,4	1,4 – 1,6	10 – 15
toniger Schluff (C)	0,4 – 0,5	0,6 – 0,8	0,8 – 1,0	> 15
Druck	Simplex [bar]	Duplex [bar]	Triplex [bar]	
Zementsuspension	250 – 400	250 – 400	15 – 40	
Druckluft		5 – 6	5 – 6	
Wasser			300 – 400	

Tab. 9.4: Abschätzung möglicher Säulendurchmesser (vertikale Düsenstrahlsäulen)

Die Anwendung des Düsenstrahlverfahrens setzt voraus, dass der Boden erodierbar ist. Es ist daher sehr gut in Sanden und Kiesen einsetzbar. Auch Tone und Schluffe sind von einem Hochdruck-Flüssigkeits-Strahl meist noch ausreichend erodierbar, allerdings birgt die Behandlung des Rücklaufs mit hohem Tonanteil Schwierigkeiten.

Eingelagerte Steine oder Holz können zu unverfestigten Düsschatten führen, die später Wasserwege bilden. Dies kann bei Anwendungen mit Anforderungen an die Dichtigkeit problematisch werden. Außerdem können organische Einlagerungen, insbesondere Holzstückchen und Braunkohle zu Undichtigkeiten führen, da sie aufschwimmen und sich zu Nestern ansammeln können.

Damit es beim Düsen des Schirms in Folge des hohen Drucks nicht zu Hebungen kommt, muss jederzeit ein kontrollierter Abfluss aus dem Bohrloch - in der Regel über den Ringraum - gewährleistet sein. Andererseits darf auch nicht zu viel Suspension ausfließen, damit das Bohrloch gestützt bleibt. Wie noch im nachfolgenden Beispiel dargestellt, ist es insbesondere in Kiesen schwierig, diese beiden gegensätzlichen Bedingungen bei horizontal oder nach oben verlaufenden Schirmen ohne zusätzliche Maßnahmen gleichzeitig zu erfüllen. Aufgrund dessen ist der Einsatz von derartig hergestellten Düsenstrahlschirmen nur bedingt geeignet, wenn verformungskritische Bereiche mit geringer Überdeckung unterfahren werden.

#### 9.4.2 Anwendungsbeispiel: U-Bahn-Los U3 Nord 1, Vortrieb W3 / W4 - Düsenstrahlverfahren vom Tunnel aus

##### 9.4.2.1 Beschreibung des Vortriebs

Die Vortriebe in W3 und W4 mit einer Querschnittsfläche von bis zu 200 m<sup>2</sup> des bereits in Abschnitt 9.3.2 beschriebenen Loses U3 Nord 1 erfolgten, ausgehend vom Startschacht, mit vorausgehender Kalotte im Schutze eines dichten Schmalwandtrogs, der in das feinkörnige Tertiär einbindet. Zur Erhöhung der Ortsbruststandsicherheit wurden von der Ortsbrust aus insgesamt 13 Düsenstrahlschirme (ca. 15,5 m Länge, davon 4,30 m Überlappung) und weitere Düsenstrahlkörper im Vortriebsquerschnitt im Quartär hergestellt (s. Abb. 9.32 und Abb. 9.33).

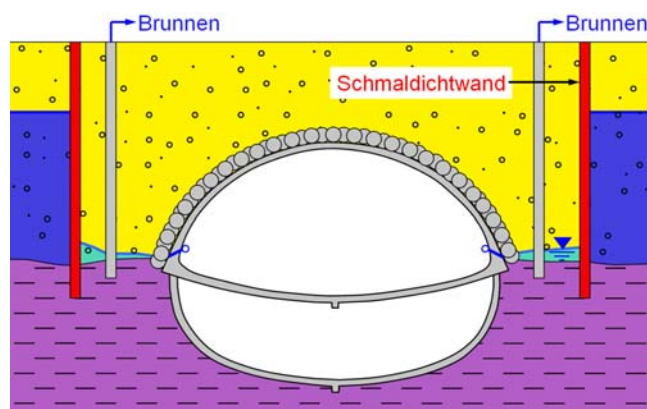


Abb. 9.32: Querschnitt mit Düsenstrahlschirm



Abb. 9.33: Kalottenvortrieb

Das Aufschneiden des Bodens erfolgte im Quartär mit Zementsuspension (Simplex-Verfahren) mit einem Druck an der Düse von bis zu 400 bar. Die Ziehzeiten für eine Rotation betragen ca. 5 – 7 sec bei 4 cm Hub und einer Suspensionsfördermenge von ca. 250 l / min. Im Anschluss an die Herstellung eines Düsenstrahlschirms erfolgte jeweils der Kalottenvortrieb.

#### 9.4.2.2 Verformungen bei der Herstellung des Düsenstrahlschirms

Zunächst wird auf die Verformungen direkt nach der Düsenstrahlschirmherstellung eingegangen. Abb. 9.34 zeigt die Verformungen im Messquerschnitt MQ 8, etwa 35 m nordöstlich des Startschachts im Bereich W4. In Abb. 9.35 sind die Vertikalverformungen der Oberfläche über der Firste im Längsschnitt von W3 und W4 dargestellt.

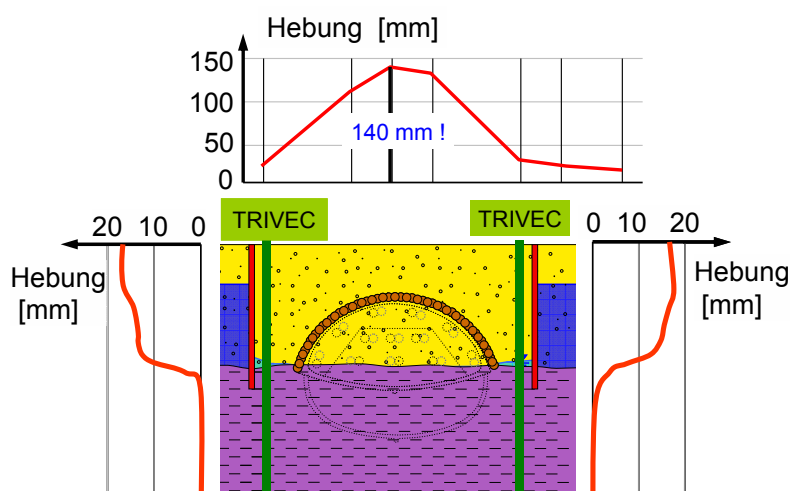


Abb. 9.34: Verformungen im MQ 8 nach der Düsenstrahlschirmherstellung

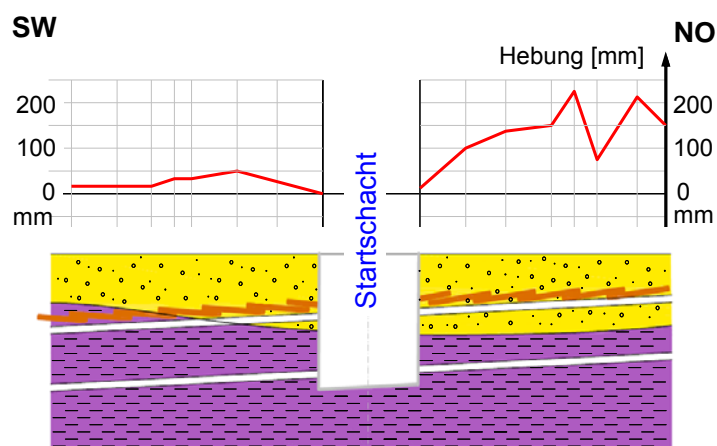


Abb. 9.35: Oberflächenhebung über der Firste im Längsschnitt von W3 und W4

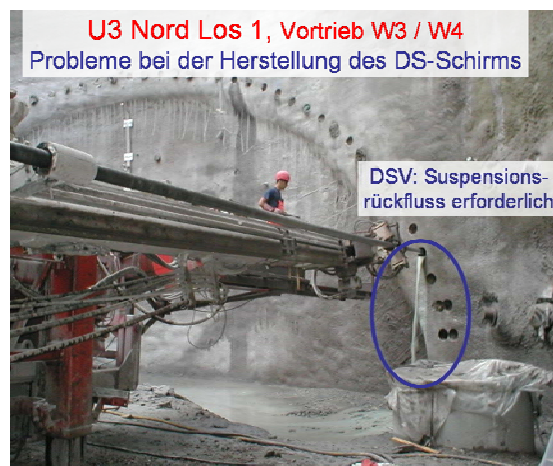


Abb. 9.36: Erforderlicher Suspensionsrückfluss beim DSV

Die Hebungen im MQ 8 betragen über der Firste bis zu 140 mm (Abb. 9.34) und maximal im Bereich W4 bis zu ca. 230 mm (Abb. 9.35). Da sich in der Umgebung keine Bebauung befand, waren die Hebungen zunächst als unkritisch eingestuft worden. Allerdings resultieren sie, wie die Trivec-Messungen in Abb. 9.34 zeigen, insbesondere aus Dehnungen unmittelbar über der Aufstandsfläche im Bereich der Schichtgrenze Quartär / Tertiär. Da die Schmaldichtwand lediglich einen geringen Abstand zum Düsenstrahlschirm von ca. 2 m besaß, führten die Hebungen dazu, dass die Schmaldichtwand in einem Bereich riss und undicht wurde.

Die Hebungen sind dadurch begründet, dass beim nach oben gerichteten Düsenstrahlkörper der erforderliche Rückfluss im Ringraum zwischen Boden und Bohrgestänge (s. Abb. 9.36) nicht geeignet gesteuert werden kann. Durch den mangelnden Rückfluss bildete sich im Boden ein Überdruck, der sich insbesondere durch einzelne Schichten mit hoher Durchlässigkeit (Rollkieslagen) flächig verbreiten konnte und damit den Boden insgesamt angehoben hat. Mit steigender Überdeckung nehmen die Hebungen ab (s. Abb. 9.35), da durch die zunehmende Auflast den Hebungen ein immer größerer Widerstand entgegengebracht wird. Allerdings betragen die Hebungen selbst bei einer Überdeckung von mehr als 12 m und dem Einbinden des Düsenstrahlschirms ins feinkörnige Tertiär noch ca. 20 mm.

Um die Hebungen zu reduzieren, wurden von GOK aus Druckausgleichsbohrungen ausgeführt. Da sich diese mit Suspension füllen und mit der Erhärtung der Suspension verstopfen, sind relativ viele derartige Bohrungen erforderlich.

Auch Palla und Leitner, 2009 berichten bei den vielfältigen Düsenstrahlmaßnahmen für den Bahnstreckenausbau im Unterinntal von Hebungen bei geringer Überdeckung, die durch Druckausgleichsbohrungen - allerdings von der Ortsbrust aus - reduziert wurden (s. Abb. 9.37).

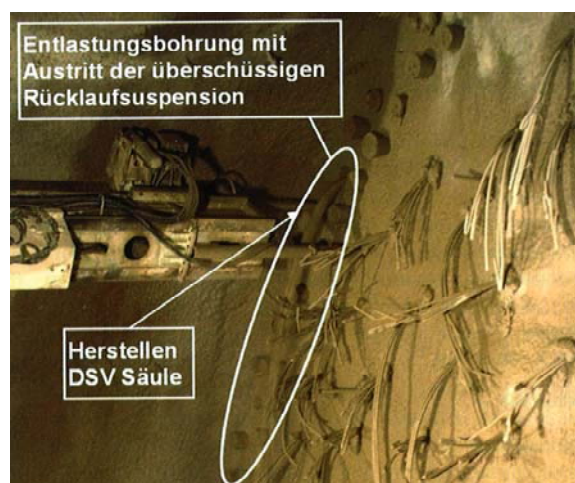


Abb. 9.37: Druckausgleichsbohrung von der Ortsbrust (Palla und Leitner 2009)

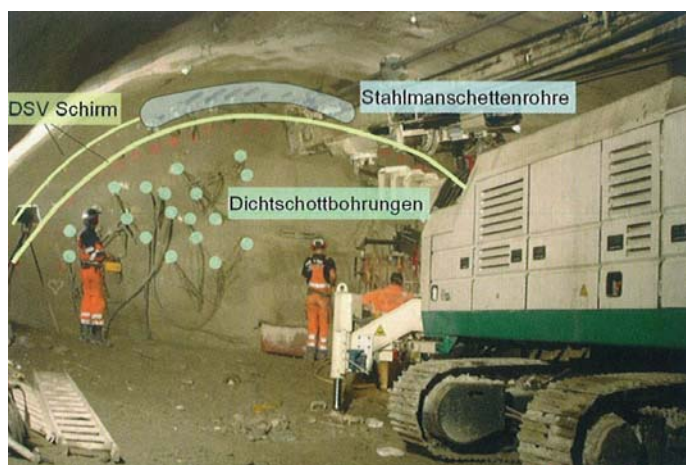


Abb. 9.38: Zusatzmaßnahmen von der Kalotte bei einer Bahnstufunterfahrung mit geringer Überdeckung (Palla und Leitner 2009)

In kritischen Bereichen (Unterfahrung eines Bahnhofs) wurden bei den Baumaßnahmen im Unterinntal zur Reduzierung von Setzungen und um einen Druckluftvortrieb in den stark durchlässigen Kiesen zu ermöglichen, neben den Druckausgleichsbohrungen folgende ergänzende Maßnahmen ausgeführt.

- Manschettenrohrinjektion im Firstbereich
- Doppelter Düsenstrahlschirm
- Dichtschott senkrecht zum Tunnel sowie zusätzliche Düsenstahlschürzen in Verlängerung zum Düsenstrahlschirm zum Auffahren der Strosse und Sohle

Durch diese Maßnahmen konnten die Hebungen bzw. Setzungen selbst bei sehr geringen Überdeckungen auf ein bauwerksverträgliches Maß reduziert werden, so dass die Autoren zum Schluss kommen, dass auch bei seichter Lage Verformungen bei der Herstellung von Düsenstrahlschirmen nicht unabdingbar sind. Allerdings sind die dafür erforderlichen Zusatzmaßnahmen gegenüber dem „einfachen“ Düsenstrahlschirm doch ganz erheblich.

Für zukünftige Projekte, bei denen eine verformungsarme Herstellung eines Düsenstrahlschirms in schwierigen Untergrundverhältnissen erforderlich ist, erscheint es daher relevant zu untersuchen, ob den beim Düsen gegebenenfalls auftretenden Hebungen nicht durch maschinentechnische Änderungen begegnet werden kann. Vorstellbar wäre beispielsweise der Einsatz einer doppelten Verrohrung, die gering vorseilend gezogen wird, oder ein Ventil zur Steuerung des Rückflusses im Bereich des Bohransatzes. Dies würde die Einsatzmöglichkeiten von Düsenstrahlschirmen erheblich erweitern.

### 9.4.2.3 Setzungen beim Vortrieb des Großquerschnitts W3 / W4

Im Anschluss an die abschnittsweise Düsenstrahlschirmherstellung erfolgte jeweils zunächst der Kalottenvortrieb mit temporärer Spritzbetonsohle über die gesamte Vortriebslänge und nach Beendigung der Kalottenvortriebe das Auffahren der Strosse und Sohle. In Abb. 9.39 sind beispielhaft die nach den Vortrieben ermittelten Setzungen im Bereich des MQ 8 dargestellt. Sie betragen maximal etwa 26 mm. Im Bereich W3 mit größerer Überdeckung betragen die maximalen Setzungen zwischen 30 mm und 40 mm.

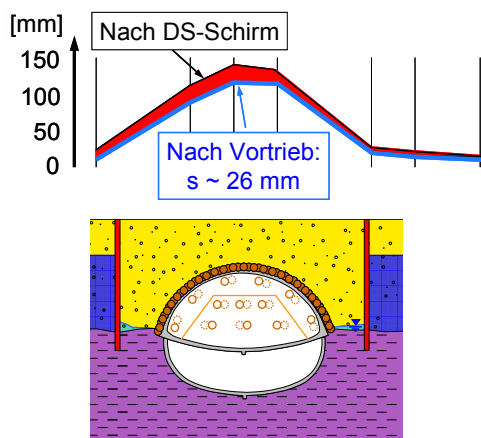
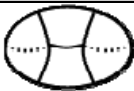




Abb. 9.39: Setzungen durch den Vortrieben im Bereich W4 / MQ8

Um die Messergebnisse beurteilen zu können, sind sie in Tab. 9.5 mit denen atmosphärischer Spritzbetonvortriebe in München verglichen, die etwa gleiche Überdeckung besaßen, allerdings in Teilausbrüchen und ohne Schirmgewölbesicherung aufgefahren wurden.

	U5/9 Ostbahnhof	U5/9 Theresien- wiese	U3N1 W4 / W3
Vortriebsquerschnitt			
Querschnittsfläche ca. [m <sup>2</sup> ]	200	175	170 - 200
Überdeckung ca. [m]	9,3	9,6	6,5 / 11
Max. Setzung [mm]	36	38	26 / 40

Tab. 9.5: Vergleich verschiedener atmosphärischer Spritzbetonvortriebe

Insgesamt ergeben sich Setzungen in der gleichen Größenordnung, was bedeutet, dass mit dem Düsenstrahlschirm die Setzungen gegenüber Vortrieben in Teilausbrüchen nicht reduziert werden. Wie die Gleitmikrometermessungen zeigen, werden die Kräfte über das Schirmgewölbe konzentriert in den Boden unter der Schirmaufstandsfläche eingeleitet. Durch die Spannungskonzentration entstehen vergleichsweise große Stauchungen und Setzungen in einem eng begrenzten Bereich. Demgegenüber kommt es beim Spritzbetonvortrieb in Teilausbrüchen je Teilausbruch zu großräumigeren Gewölbebildungen und beim zeitversetzten Auffahren der Teilausbrüche mehrfach zu Lastumlagerungen. Damit entstehen an der Oberfläche insgesamt etwa gleiche Verformungen wie beim DSV-Schirm.

Als Fazit lässt sich zusammenfassen, dass mit dem Düsenstrahlschirm ein relativ steifer Tragring ausgebildet werden kann, in dem sich bereits bei geringer Verformung eine Gewölbetragswirkung ergibt. Damit sich insgesamt aber auch geringere Setzungen gegenüber Vortrieben in Teilausbrüchen einstellen, ist darauf zu achten, dass in der Aufstandsfläche die Gewölbekräfte verformungsarm in den Untergrund eingeleitet werden können. Dies kann beispielsweise durch eine Verbreiterung der Gewölbeaufstandsfläche oder durch eine Tieferführung der Lasten unter die Kalottensohle (s. Abschnitt 9.5.4) erfolgen. Weiterhin ist besonders darauf zu achten, dass nicht bereits bei der Herstellung größere Verformungen auftreten.

## **9.5 Vergleichsberechnungen zur Tragwirkung von Düsenstrahl- und Injektionsschirmen**

### **9.5.1 Allgemeines**

Insbesondere bei der Herstellung von GOK aus ist die Größe und Form des DS- oder Injektionsschirmgewölbes häufig relativ frei wählbar. Damit stellt sich die Frage der optimalen Form und Größe des Schirmgewölbes. Hierzu wurden im Rahmen projektbegleitender Untersuchungen für das Bauvorhaben 2. S-Bahn-Stammstrecke München Vergleichsberechnungen mit unterschiedlichen Schirmgewölbeabmessungen mit der FE-Methode durchgeführt. Anhand dieser nachfolgend im Auszug dargestellten Untersuchungen wird die prinzipielle Tragwirkung des Schirmgewölbes dargestellt und es werden allgemeine Ansätze zur Wahl der Größe und Form des Schirmgewölbes abgeleitet.

### **9.5.2 Beschreibung des untersuchten Modells**

Nachfolgend wird die Herstellung eines ca. 275 m<sup>2</sup> großen Bahnhofsquerschnitts in Spritzbetonbauweise mit Druckluftstützung untersucht, oberhalb dessen sich ein mehrstöckiges setzungsempfindliches Gebäude befindet. Der Vortrieb ist in mehreren Teilausbrüchen vorgesehen (s. Abb. 9.40). Aus statischen Gründen sind im mittleren Ausbruchquerschnitt für den Bau- und Endzustand Mittelstützen vorgesehen. Der Grundwasserspiegel befindet sich im Quartär bei 9,2 m unter GOK. Im Tertiär wurde der Wasserdruck durch eine Entspannungswasserhaltung auf maximal 1,2 bar begrenzt. Dies entspricht dem planmäßig vorgesehenen maximalen Luftüberdruck.

Der Bahnhofsquerschnitt befindet sich in Wechellagerungen tertiärer Sande und Tone, reicht mit der Firste jedoch noch ins Quartär (s. Abb. 9.40). Das vorgesehene Schirmgewölbe (SG) soll einerseits die Durchlässigkeit der Kiese für den Druckluftvortrieb und andererseits die Vertikalverformungen auf ein verträgliches Maß reduzieren. Es wurde nachfolgend, gemäß den Berechnungsannahmen, davon ausgegangen, dass das Schirmgewölbe im Düsenstrahlverfahren hergestellt wird. Damit ist auch im Tertiär, welches für Injektionen nicht geeignet ist, die Herstellung eines Schirmgewölbes möglich. Die in diesem Abschnitt hinsichtlich der Tragwirkung dargestellten Ergebnisse gelten jedoch sinngemäß auch für Injektionsschirmgewölbe in homogenem Baugrund.

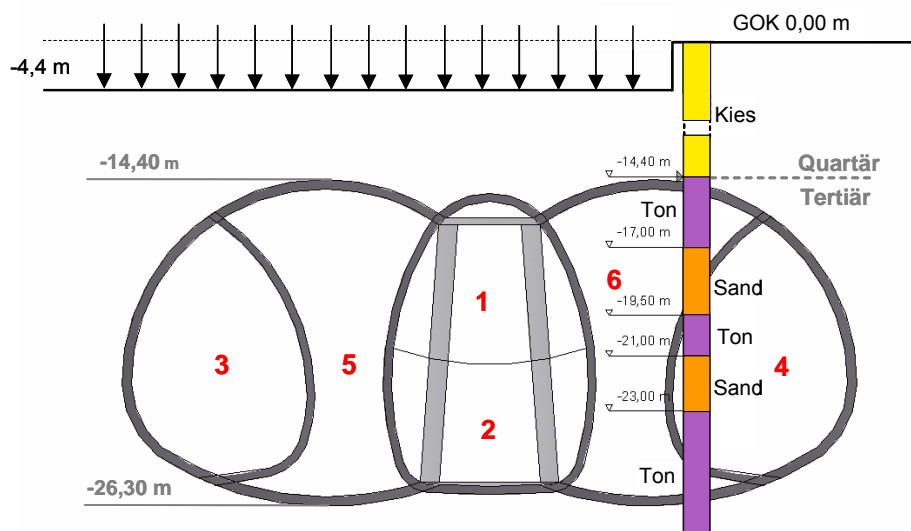


Abb. 9.40: Ausbruchreihenfolge Bahnhofsquerschnitt

Die 2D-FE-Berechnungen erfolgten mit dem Programm PLAXIS unter Verwendung des Teillastverfahrens. Der  $\beta$ -Wert wurde anhand von Rückrechnungen an einem Referenzprojekt mit  $\beta = 0,3$  festgelegt (siehe Regall, 2007). Es wurde das Stoffmodell Hardening Soil mit den Bodenkennwerten gemäß Abschnitt 8.2.5 unter Berücksichtigung des Systems „mittel“ für die tertiären Tone gewählt. Die Eingangsgrößen für das Schirmgewölbe sind in nachfolgender Tabelle zusammengestellt.

$\beta$ [-]	Steifigkeits- exponent m [-]	$E_{50} = E_{oed}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	$E_{ur}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	$c'$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\varphi'$ [kN/m <sup>2</sup> ]	„tension cut-off“ TC [kN/m <sup>2</sup> ]
0,3	0,4	5000	10000	3000	37,5	1000

Tab. 9.6: Kennwerte des Düsenstrahlkörpers

Mit „tension cut-off“ wird die aufnehmbare Zugspannung des Körpers begrenzt.

Die Tunnelschale und die Stützen im Mittelstollen wurden linear elastisch modelliert. Der Tunnelschale wurde direkt nach dem Einbau ein E-Modul von 15000 MN/m<sup>2</sup> und im ausgehärteten Zustand von 25000 MN/m<sup>2</sup> zugewiesen. Die Steifigkeit der Mittelstützen im Modell ist abhängig vom tatsächlichen Stützenabstand in Tunnellängsrichtung. Zunächst wurde von einem Stützenabstand von 6 m ausgegangen. Gemäß den Angaben des Tragwerksplaners ergibt sich daraus ein auf die Tunnellänge bezogener, gemittelter E-Modul von 3000 MN/m<sup>2</sup>. Um den Einfluss der Stützensteifigkeit quantifizieren zu können, wurden in zwei Vergleichsberechnungen zusätzlich eine um den Faktor 10 höhere und eine um den Faktor 10 niedrigere Steifigkeit berücksichtigt. In Abb. 9.41 ist das FE-Netz für die Modellierung des Vortriebs dargestellt.

Die einzelnen Berechnungsschritte sind in Abb. 9.42 dargestellt. Weitere Details zu den Berechnungen enthalten Vogt, 2008 und Regall, 2007.

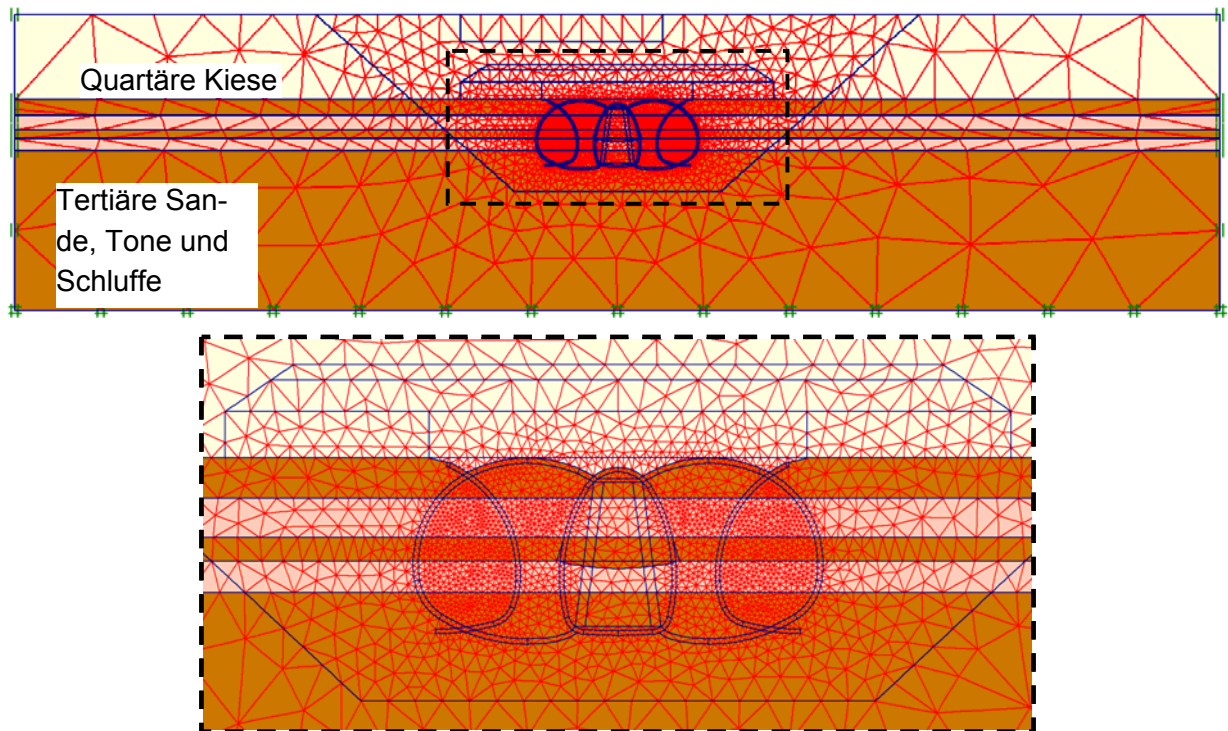


Abb. 9.41: FE-Modell des untersuchten Querschnitts (Die über den Vortriebsquerschnitt hinausreichenden Schalen in der Darstellung sind als Boden und nicht als Spritzbeton simuliert. Die missverständliche Darstellung ergibt sich aus den Erfordernissen der Netzgenerierung)



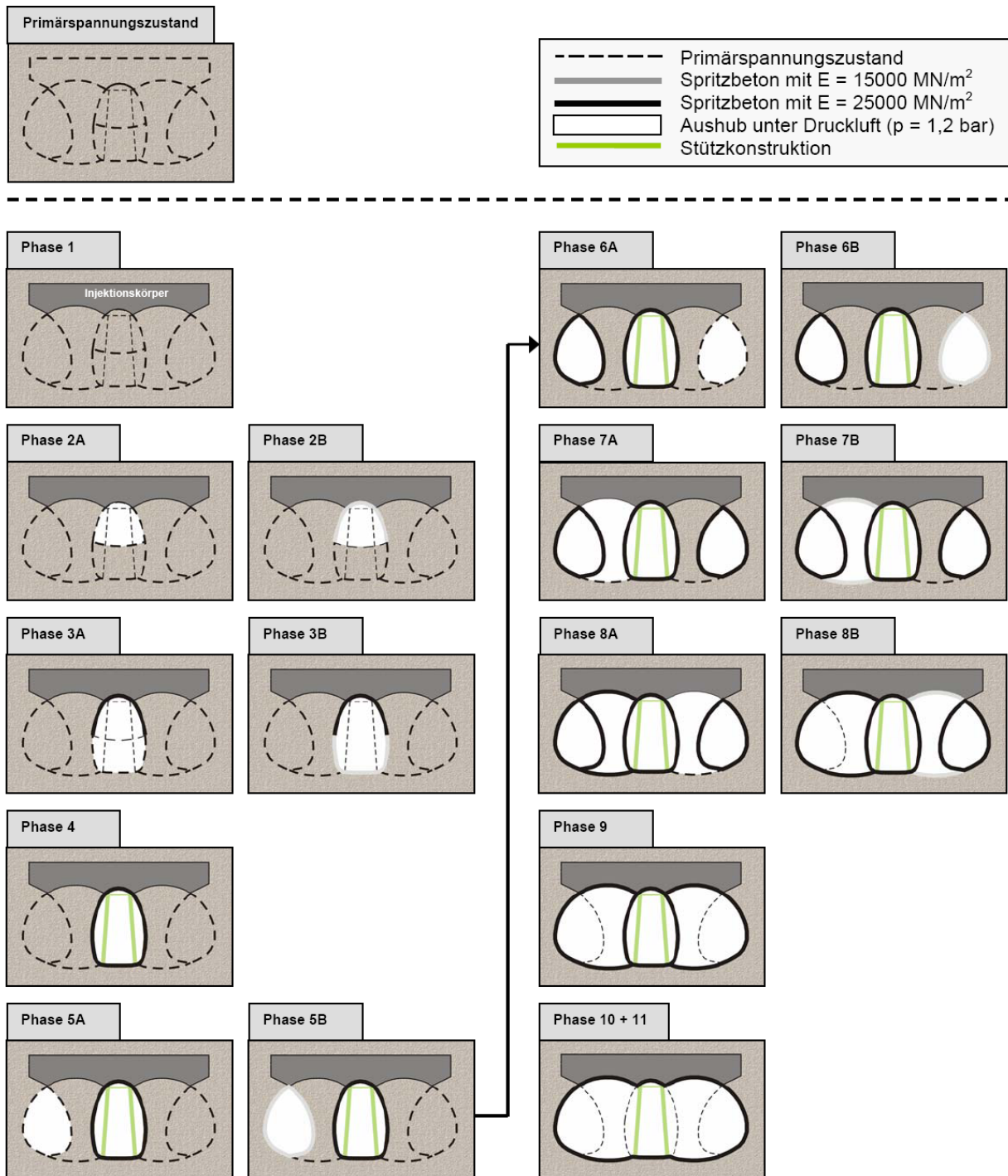
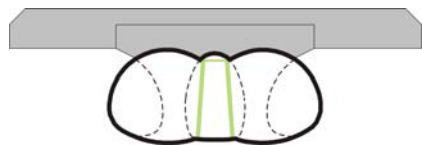


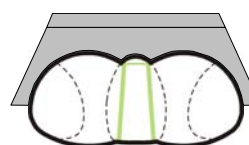
Abb. 9.42: Darstellung der Berechnungsphasen

Nachfolgend werden 2 unterschiedliche Ausbildungen des Schirmgewölbes betrachtet, ein plattenartig ausgebildeter Körper über der Firste und ein bogenartig ausgebildeter Körper, der glockenförmig den Vortriebsbereich überspannt (s. Abb. 9.43). Dem plattenartigen Körper liegt die häufig anzutreffende Idee zugrunde, dass durch die Platte insgesamt eine Vergleichmäßigung der Verformungen und eine verbesserte räumliche Tragwirkung erreicht wird. Interessant ist der plattenartig ausgebildete Schirm speziell in dem hier untersuchten Fall auch, da er im Quartär zu liegen kommt und gegebenenfalls auch durch Injektion erstellt werden kann. Der bogenartig ausgebildete

Körper entspricht eher dem klassischen Schirmgewölbe, welches um den Tunnel wirkt.



Plattenartig ausgebildetes Schirmgewölbe



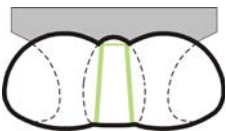
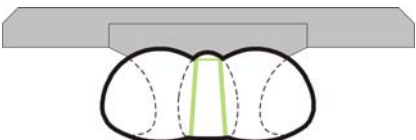
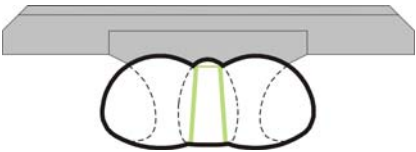
Bogenartig ausgebildetes Schirmgewölbe

Abb. 9.43 a und b: Unterschiedliche Ausbildung des Schirmgewölbes

Als Vergleichsgrößen für die nachfolgenden Untersuchungen wurde die maximale Setzung  $s_{max}$  und die maximale Tangentenneigung  $1 / n_{max}$  gewählt, da sich damit die Änderungen und das Schadenspotenzial am anschaulichsten darstellen lassen.

### 9.5.3 Tragwirkung des plattenartig ausgebildete Schirmgewölbe

Zunächst wird untersucht, welche Setzungsmulden sich in Abhängigkeit von der Dicke und Breite eines plattenartigen Schirmgewölbes ergeben und wie sich die Stützensteifigkeit auf das Ergebnis auswirkt (s. Tab. 9.7):

Bezeichnung	Schirmgewölbe	Dicke über der Firste [m]	Breite [m]	Stützensteifigkeit $E_{St}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	$s_{max}$ [mm]	$1 / n_{max}$ [-]
0	-	-	-	3000	40,5	1 / 450
SG 1		3,0	25,0	3000	26,0	1 / 750
SG 2		5,0	52,0	30000	14,5	1 / 1850
				3000	19,5	1 / 1400
				300	34,0	1 / 750
SG 3		6,0	52,0	3000	19,0	1 / 1400

Tab. 9.7: Übersicht über die durchgeführten Berechnungen zum plattenartigen Schirmgewölbe

In Abb. 9.44 sind zunächst die errechneten Setzungsmulden an der Geländeoberfläche infolge des Tunnelvortriebs bei der Stützensteifigkeit  $E_{St} = 3000 \text{ MN/m}^2$  zusammengestellt. Die Form der Setzungsmulde ist aufgrund der zusätzlich modellierten Bauwerkslast (Abb. 9.44) nicht stetig.

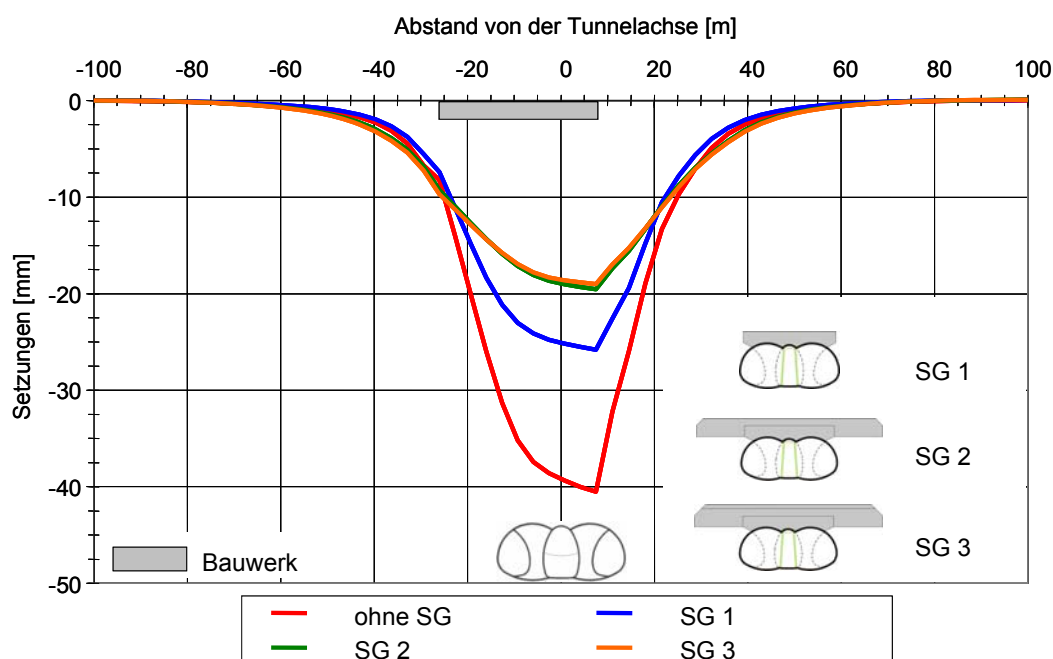


Abb. 9.44: Setzungsmulden in Abhängigkeit von der Breite und Dicke des plattenartigen Schirmgewölbes

Die Ergebnisse lassen sich wie folgt zusammenfassen:

Bereits durch das kleine Schirmgewölbe SG 1 können die maximalen Setzungen gegenüber dem Querschnitt ohne Schirmgewölbe um ca. 36 % reduziert werden. Die maximale Tangenten­neigung nimmt von ca. 1 / 450 auf ca. 1 / 750 ebenfalls deutlich ab. Wie zu erwarten, bildet sich in der Platte über der Firste ein Gewölbe aus, wobei zur Aktivierung der Gewölbekräfte geringere Verformungen erforderlich sind als im Boden.

Nach Abb. 9.45, welches die Vertikalverformungen im Schnitt zeigt, befindet sich das Schirmgewölbe 1 innerhalb des durch den Vortrieb resultierenden Gesamtsetzungstrichters. Damit liegen außerhalb des Injektionskörpers vergleichsweise steile Tangenten­neigungen vor. Eine Verbesserung kann nur dadurch erzeugt werden, dass, wie bei SG 2 der Fall, der Körper seitlich deutlich über die sich einstellende Setzungsmulde hinaus verlängert wird. Damit reduzieren sich gegenüber SG 1 die maximalen Setzungen und Tangenten­neigungen nochmals deutlich. Gemäß weiteren Berechnungen (s. Regall, 2007) führt eine zusätzliche Verbreiterung nur noch zu unwesentlich kleineren Setzungsmulden.

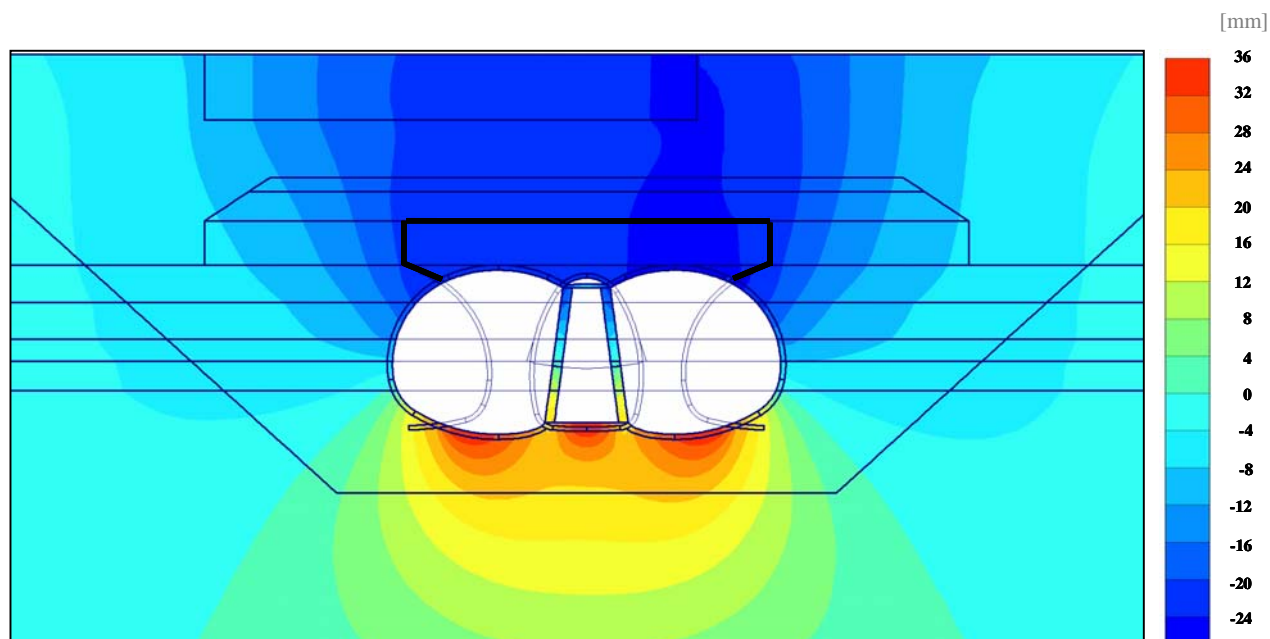


Abb. 9.45: Vertikalverformungen bei Schirmgewölbe 1

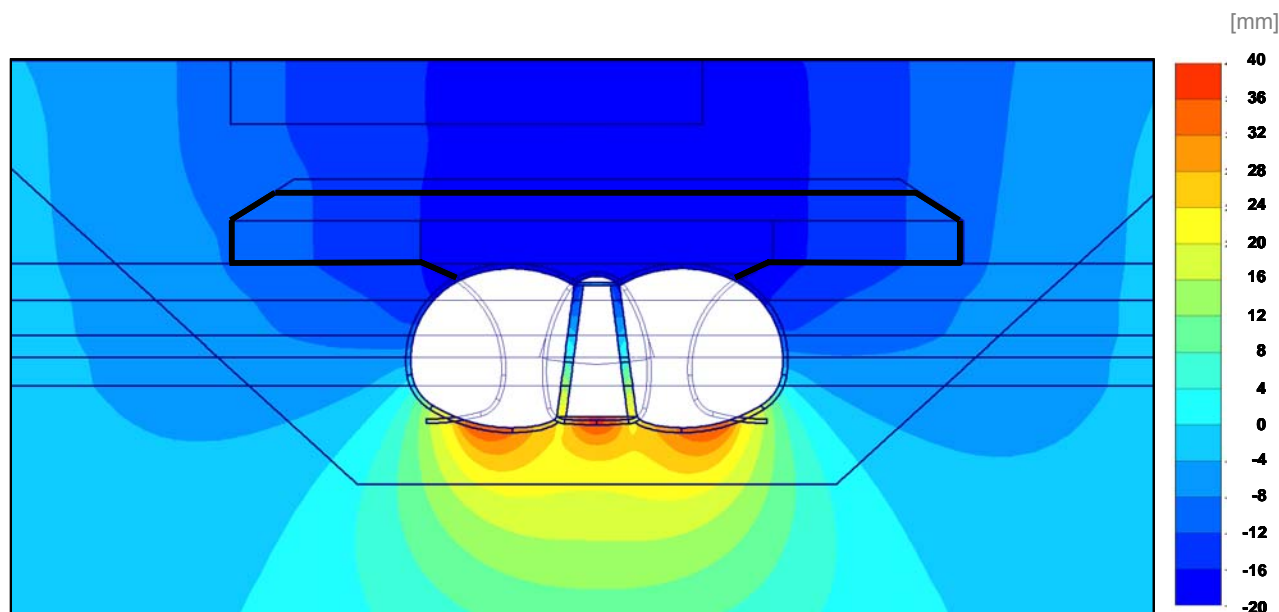


Abb. 9.46: Vertikalverformungen bei Schirmgewölbe 2

Wie die Hauptspannungstrajektorien bei SG 2 nach dem Auffahren der Ulmenstollen zeigen (Abb. 9.47), bildet sich ein intensives Gewölbe zwischen den Ulmenstollen und dem Mittelstollen aus. Die Platte liegt dort auf dem Spritzbeton auf, wobei der Abstand zwischen den Vortrieben nicht so groß ist, dass die horizontalen Zugspannungen an der Unterseite des Schirmgewölbes überschritten werden. Zusätzlich bildet sich über dem gesamten Vortrieb ein Gewölbe aus, wobei aufgrund der großen Spannweite die damit aufnehmbaren Kräfte nur gering sind.

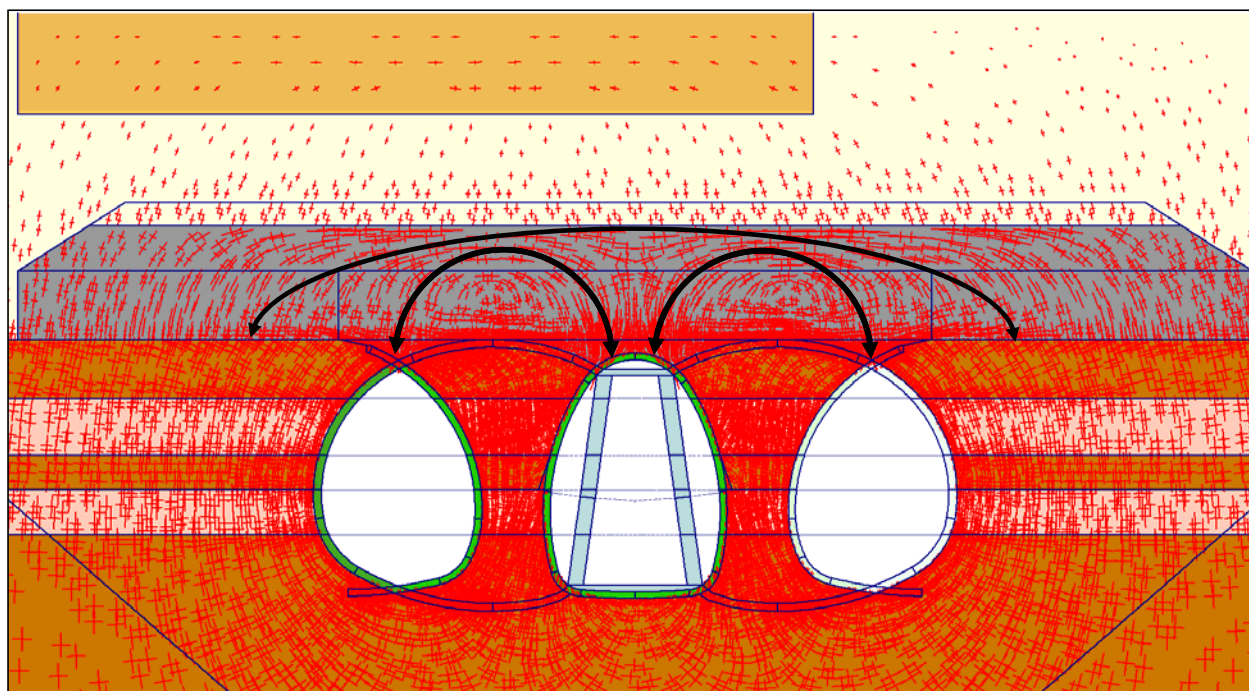


Abb. 9.47: Hauptspannungstrajektorien von Schirmgewölbe 2 nach dem Auffahren der Ulmenstollen

Demnach ist es zur Minimierung von Setzungen sehr günstig, wenn der Mittelstollen zuerst hergestellt werden, da er nachfolgend als Widerlager für die Platte wirkt. Dies zeigt sich auch, wenn man die Steifigkeit in den Stützen des Mittelstollens verändert (s. Abb. 9.48).

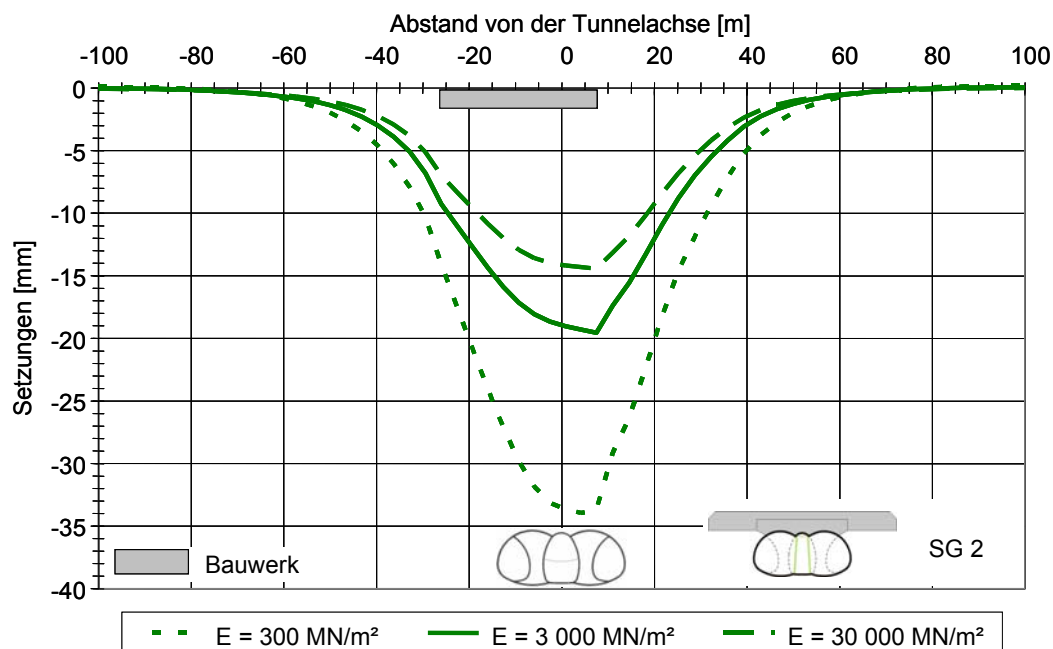


Abb. 9.48: Setzungsmulden in Abhängigkeit von der Stützensteifigkeit im Mittelstollen

Je steifer die Mittelstütze ist, umso geringer sind die Verformungen (Stauchungen), die mit der Lastabtragung der Stütze einhergehen. Gleichzeitig wird bei geringerer Steifigkeit der Mittelstütze den Randbereichen eine höhere Beanspruchung zugewiesen, was man daran erkennt, dass auch außerhalb des unmittelbaren Tunnelbereichs noch deutlich größere Setzungen auftreten (s. Abb.

9.48) und die maximalen Horizontalspannungen im Schirmgewölbe ansteigen.

Zusammenfassend kann die Tragwirkung des plattenartigen Schirmgewölbes mit der eines elastisch gebetteten, teils gestützten Biegebalkens (Abb. 9.49) verglichen werden. Durch den Vortrieb wird im Bereich des Tunnels die Bettung reduziert bzw. entzogen und das Schirmgewölbe wird durch Biegung beansprucht.

Die Größe der Eigenverformung (Durchbiegung) des Schirmgewölbes ist von dessen Steifigkeit und dem maximal aufnehmbaren Moment abhängig. Durch die Biegebeanspruchung entstehen im Gewölbe horizontale Druck- und Zugspannungen auf der Ober- und Unterseite, die - wenn die maximalen Spannungen überschritten sind - dazu führen, dass sich das Schirmgewölbe wie eine Gliederkette verhält. Durch die Erhöhung der Schirmgewölbedicke  $d_{SG}$  erhöht sich auch das maximal aufnehmbare Moment des Schirmgewölbes. Die Dicke des plattenartigen Schirmgewölbes ist daher möglichst so zu wählen, dass auf dessen Unterseite die Zugspannungen nicht überschritten werden. Dies wird bei breiten Vortrieben, geringen maximalen Zugspannungen oder geringer Bettung seitlich des Vortriebs allerdings nur schwer möglich sein, da das Schirmgewölbe nicht bewehrt werden kann.

Werden dagegen, wie bei SG 2 der Fall, die Zugspannungen auf der Unterseite nicht überschritten, führt ein dickeres Schirmgewölbe (siehe SG 3) nicht mehr zu einer relevanten Reduzierung der Setzungsmulde.

Seitlich der Vortriebe wirkt die Platte insgesamt setzungsausgleichend, indem sie den Kontakt mit dem wenig verformten Baugrund herstellt und Querkräfte sowie Momente aufnimmt. Zur Reduzierung von Setzungen sollten die Seitenbereiche des Injektionskörpers bis in die Bereiche außerhalb des sich ohne Injektionskörper einstellenden Setzungstrichters reichen.

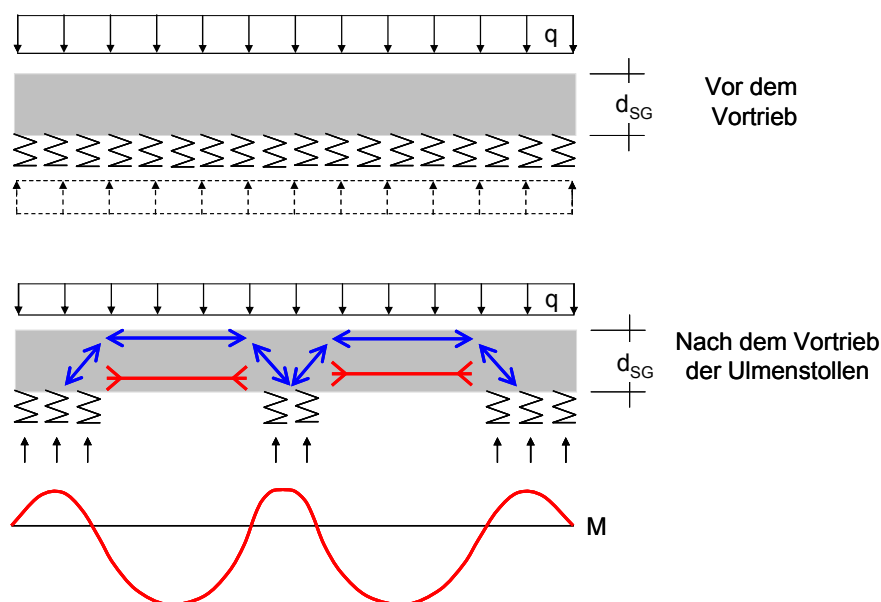
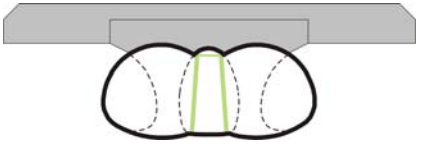
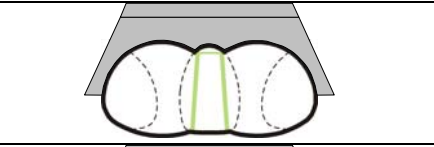
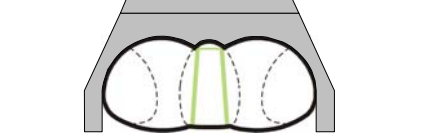


Abb. 9.49: Vereinfachte Darstellung der Tragwirkung eines plattenartigen Injektionskörpers

### 9.5.4 Tragwirkung des bogenartig ausgebildeten Schirmgewölbes

Nun wird vergleichend ein bogenartig ausgebildetes Schirmgewölbe betrachtet. Die untersuchten Querschnitte und die maximalen Setzungen bzw. Tangentenrichtungen sind zusammen mit

Schirmgewölbe 2 in Tab. 9.8 zusammengestellt. Das SG 4 reicht bis zu den Kalottenfüßen und das SG 5 bis zur Tunnelsohle. Zusätzlich wurde bei beiden Querschnitten die Dicke im Firstbereich variiert (Dicke  $d_{SG} = 3\text{ m}$  bzw.  $5\text{ m}$ ). Die Berechnungen erfolgten analog zu Abschnitt 9.5.3 unter der Annahme einer Stützensteifigkeit von  $30000\text{ MN/m}^2$  (entspricht einer durchgehenden Stützwand).

Bezeichnung	Schirmgewölbe	Dicke über Firste [m]	$s_{max}$ [mm]	$1 / n_{max}$ [-]
0	-	-	40,5	1 / 450
SG 2		5,0	14,5	1 / 1850
SG 4		3,0 5,0	15,5 14,0	1 / 1600 1 / 1650
SG 5		3,0 5,0	8,5 6,5	1 / 2900 1 / 4250

Tab. 9.8: Übersicht über die durchgeführten Berechnungen zum bogenartig ausgebildeten Schirmgewölbe

In Abb. 9.44 sind die errechneten Setzungsmulden an der Geländeoberfläche infolge des Tunnelvortriebs zusammengestellt.

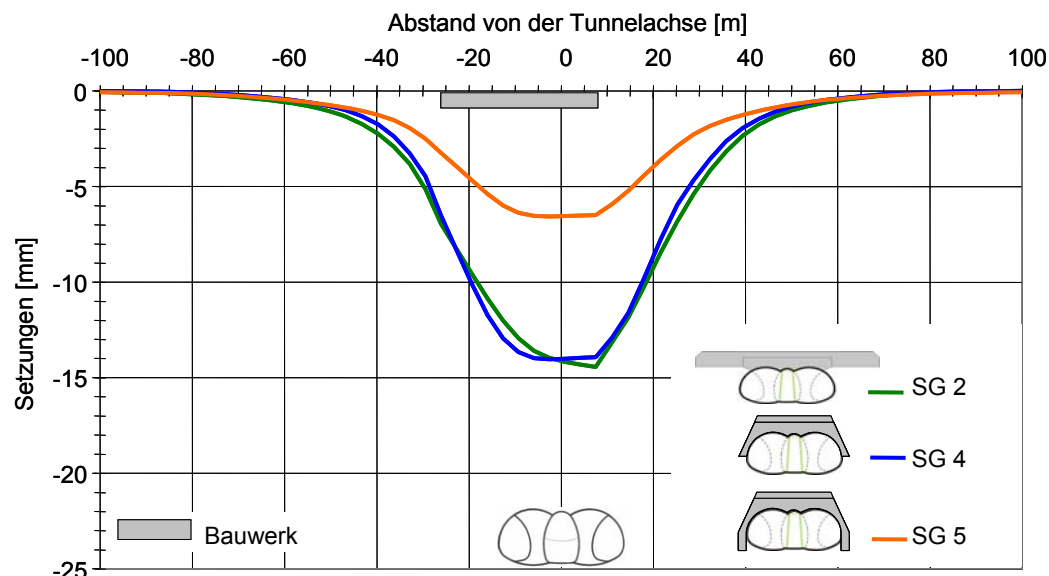


Abb. 9.50: Setzungsmulden beim bogenartig ausgebildeten Schirmgewölbe

Das SG 4 gibt die aufgenommenen Lasten auf Höhe der Kalottenfüße der Ulmen konzentriert ab. Dies führt beim Vortrieb der Ulmenstollenstrosse zu verhältnismäßig großen Setzungen des Schirmgewölbes infolge der geringen Stabilität in dessen Aufstandsfläche. Gegenüber Schirmgewölbe 2 ergibt sich daher keine Reduzierung von Setzungen (s. Abb. 9.50).

Das SG 5 wurde bis zur Tunnelsohle verlängert. Der Tunnelvortrieb findet dabei vollkommen im Schutze eines Gewölbes statt, wobei gegenüber SG 4 bei SG 5 die Lasten aus dem Gewölbe in tragfähige, setzungsarme Bereiche abgeleitet werden. Bei SG 4 entstehen die Vertikalverformungen insbesondere dadurch, dass sich der gesamte Körper setzt, während es bei SG 5 in dessen Aufstandsfläche nur zu geringen Verformungen kommt. Gegenüber SG 2 und SG 4 reduzieren sich folglich die maximalen Setzungen beim SG 5 deutlich um ca. 55 %, die maximale Tangenten- neigung reduziert sich dabei von 1 / 1850 auf 1 / 4250.

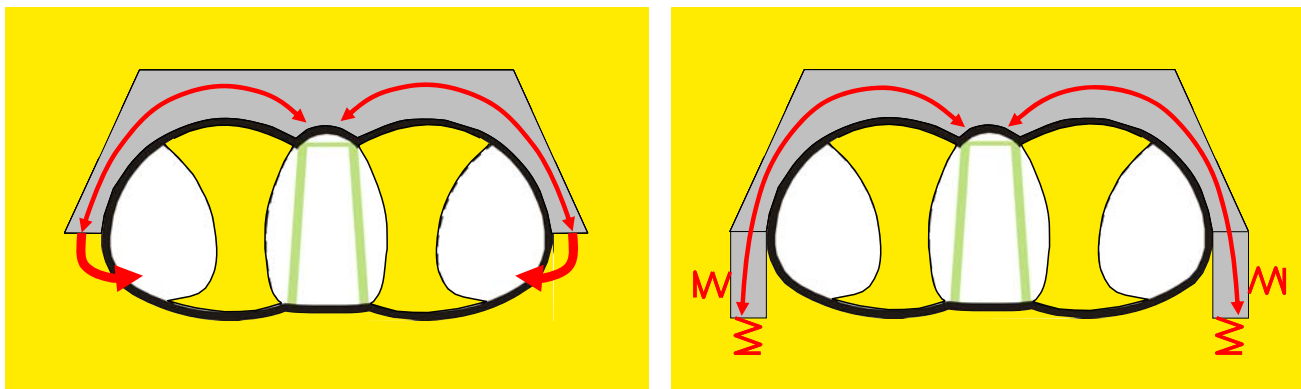


Abb. 9.51a u.b: Tragwirkung des Schirmgewölbes mit und ohne Gewölbefußverlängerung

In Abb. 9.52 sind die Berechnungen mit unterschiedlicher Schirmgewölbedicke im Firstbereich vergleichend gegenübergestellt.

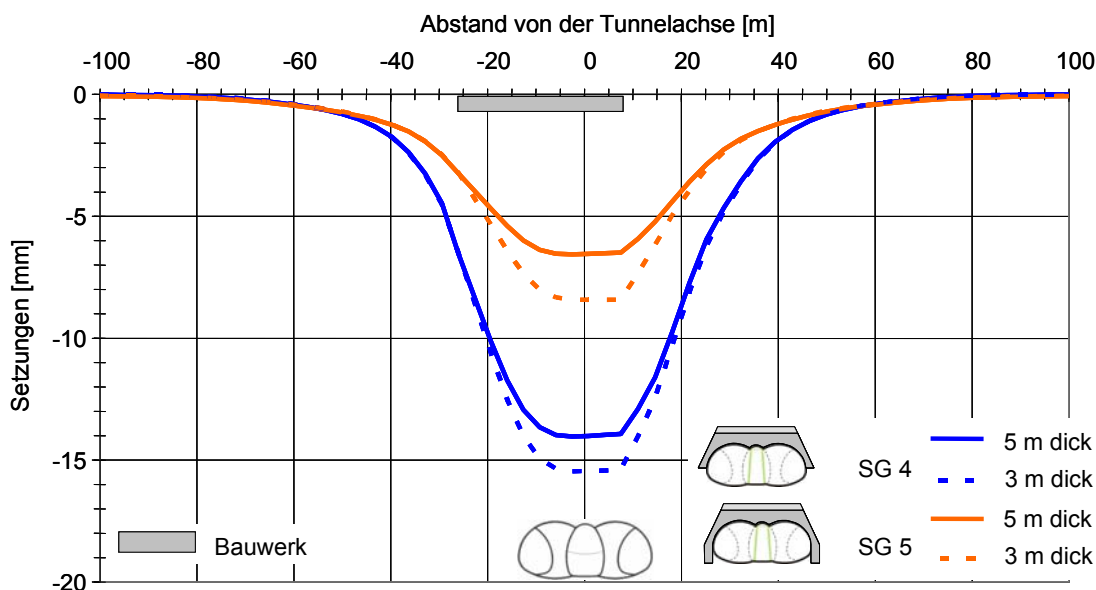


Abb. 9.52: Setzungsmulden bei SG 4 und SG 5 in Abhängigkeit von der Dicke des Schirmgewölbes im Firstbereich

Die Reduktion der Schirmgewölbedicke führt erwartungsgemäß zu größeren Maximalsetzungen. Der Absolutwert der Erhöhung beträgt jedoch nur 1,5 mm bzw. 2,0 mm. Die Tangenten- neigung erhöht sich beim SG 4 minimal von 1 / 1650 auf 1 / 1600 und beim SG 5 von 1 / 4250 auf 1 / 2900. Allerdings ist die maximale Tangenten- neigung wie auch die Maximalsetzung beim SG 5 mit 3 m Dicke im Firstbereich sehr gering. Bei den hier untersuchten Fällen führt also ein dickeres Schirm- gewölbe nicht mehr zu einer entscheidenden Reduzierung der Verformungen, was den erhöhten Aufwand bei der Herstellung des dickeren Schirmgewölbes rechtfertigen würde. Ein wesentlicher



Grund hierfür ist, dass über das bogenartige Schirmgewölbe die Kräfte entsprechend einer Stützlinaie in der Hauptsache über Druck übertragen werden und auch bei 3 m Dicke die maximalen Zug und Druckspannungen im Wesentlichen noch nicht überschritten werden.

### 9.5.5 Vergleich zwischen plattenartig und bogenartig ausgebildetem Schirmgewölbe

Hinsichtlich der Größe und Form von Schirmgewölben zur Reduzierung von Setzungen lässt sich Folgendes zusammenfassen:

Mit dem um den Tunnel geführten bogenartigen Schirmgewölbe, welches die Lasten in tragfähige Bereiche unter oder neben den Tunnel führt, ergeben sich im Vergleich zum plattenartigen Schirmgewölbe deutlich geringere Verformungen bei gleichzeitig kleinerem Düsenstrahlvolumen. Die Vertikalkräfte können im bogenartigen Schirmgewölbe stützlinaienartig abgetragen werden, so dass nur geringe Zugspannungen entstehen. Dies führt zu vergleichsweise schlanken Abmessungen. Zudem verhindert das bogenartige Schirmgewölbe Auflockerungen im First- oder Ulmenbereich des Vortriebs, dort, wo die Setzungen entstehen. Schließlich werden in der Regel weniger Bohrungen und ein geringeres Schirmgewölbevolumen erforderlich. Wichtig ist, dass die Vertikalkräfte über das Schirmgewölbe in setzungsarme, gut tragfähige Bereiche eingeleitet werden können.

Mit plattenartig ausgeführten Schirmgewölben im oder über dem Firstbereich lassen sich die auftretende Setzungen vergleichmäßigen (Reduzierung von Setzungsdifferenzen). Zudem ist es bei begrenzter Vortriebsbreite möglich, dass sich im Körper ein Gewölbe ausbildet, welches beim Vortrieb in der Kalotte setzungsmindernd wirkt. Da Injektions- bzw. Düsenstrahlkörper nur geringe Zugkräfte aufnehmen können, da sie nicht bewehrt werden können, müssen sie vergleichsweise dick ausgeführt werden. Werden die möglichen Zugkräfte überschritten, wirkt das Schirmgewölbe als Gliederkette mit entsprechend großen Verformungen. Setzungen aus dem Strossen- und Sohlbereich können mit dem plattenartigen Schirmgewölbe nur vergleichmäßig werden. Sollen auch die Setzungen seitlich des Vortriebs reduziert werden, ist das Schirmgewölbe bis in die Bereiche außerhalb des sich ohne Injektionskörper einstellenden Setzungstrichters zu führen (s. Abb. 9.53), da sich sonst das gesamte Schirmgewölbe entsprechend seiner seitlichen Aufstandsfläche setzt. Diese Anforderung führt zu relativ breiten Schirmgewölben. Annähernd kann davon ausgegangen werden, dass der sich natürlich einstellende Setzungstrichter ausgehend von der Ulme durch zwei um  $35^\circ$  bis  $45^\circ$  zur Horizontalen geneigte Geraden begrenzt ist (siehe Abb. 9.53).

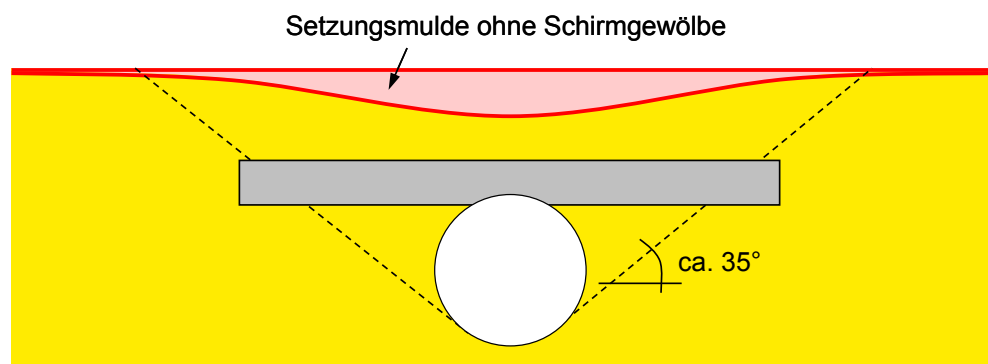


Abb. 9.53: Seitliche Ausdehnung des Schirmgewölbes

Im allgemeinen Fall sollte die Dicke des Schirmgewölbes so groß gewählt werden, dass die durch Gewölbewirkung in ihm auftretenden Zug- und Druckspannungen ohne Plastifizierungen aufge-

nommen werden können.

### 9.6 Rohrschirm

#### 9.6.1 Verfahren und Anwendungsgrenzen

Unter Rohrschirmen werden Systeme verstanden, bei denen Rohre unterschiedlichen Durchmessers über der Firste oder Ulme eingebaut werden. Sie reichen von der Ortsbrust so weit in das Gebirge hinein, dass ihnen eine Längstragwirkung zugeordnet werden kann, indem sie Auflagerungen im nicht verformten Gebirge vor der Ortsbrust sowie im Spritzbeton erhalten. Dies unterscheidet Rohrschirme von der Sicherung mit Spießen, die einen kleineren Durchmesser und eine geringere Länge besitzen, und deren hauptsächliche Aufgabe es ist, einzelne instabile Körper an der Ortsbrust konstruktiv zu vernageln und den Kraftschluss sicher zu stellen. Sie werden nachfolgend nicht behandelt.

Rohrschirme kommen in unterschiedlicher Ausprägung zum Einsatz. Vergleichsweise selten werden Rohrschirme mit einem Rohrdurchmesser  $> 300$  mm hergestellt (s. Abb. 9.54). Die Herstellung derartiger Schirme kann mit bemannten oder unbemannten steuerbaren Verfahren des Leitungstunnelbaus nach DIN EN 12889 erfolgen. Die Vorteile derartiger Rohrschirme gegenüber den nachfolgend beschriebenen selbstbohrenden Rohrschirmen mit kleinerem Durchmesser sind, dass sie im steuerbaren Bohrverfahren hergestellt werden können, so dass deren Länge nicht durch die Bohrgenauigkeit begrenzt wird. Außerdem besitzen sie ein deutlich größeres Widerstandsmoment. Allerdings ist die Herstellung sehr aufwändig und bleibt daher ein Sonderfall.



Abb. 9.54: Beispiel eines Rohrschirms mit großem Rohrdurchmesser (Fürth, 2004)

Häufig kommen selbstbohrende Rohrschirme (verrohrte Bohrung mit verllorener Spitze bzw. Ringbohrkrone im Lockergestein) zum Einsatz. Der Außendurchmesser derartiger Rohre beträgt in der Regel zwischen 130 mm und 200 mm und die Rohrwandstärke zwischen 8 mm und 25 mm. Die Rohre werden in einem Achsabstand von rund 40 bis 60 cm eingebaut, gegebenenfalls wird eine zweite Reihe versetzt darüber angeordnet (s. Abb. 9.55). Die Rohrlängen betragen üblicherweise 10 bis 15 m zuzüglich einer Übergreifungslänge von ca. 2 bis 5 m. Die Länge derartiger Rohrschirme ist wiederum durch die Bohrgenauigkeit (ca. 1 % bis 2 % der Bohrlänge) begrenzt.

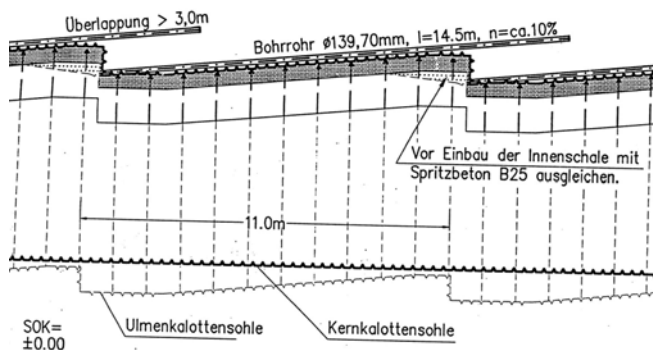


Abb. 9.55 a bis c: Beispiele von ein- und zweireihigen Rohrschirmen im Längs- und Querschnitt (Allwag, 2002)

Nach dem Einbau des Rohrschirms kann der Ringraum, oder aber, wenn es die Durchlässigkeit des Bodens um das Rohr zulässt, auch ein begrenzter Bereich um das Rohr verpresst werden. Anschließend erfolgt dann meist in größeren Abschlüssen der Aushub und das Schüttern.

Für das Bohren der selbstbohrenden Rohrschirme wurden in den letzten Jahren effektive Bohrsysteme entwickelt, die kein gesondertes Personal erfordern, mit herkömmlichen Bohrgeräten ausgeführt werden können und daher besonders wirtschaftlich sind. Ein derartiges System mit Ringbohrkrone ist beispielsweise in Abb. 9.56 dargestellt.

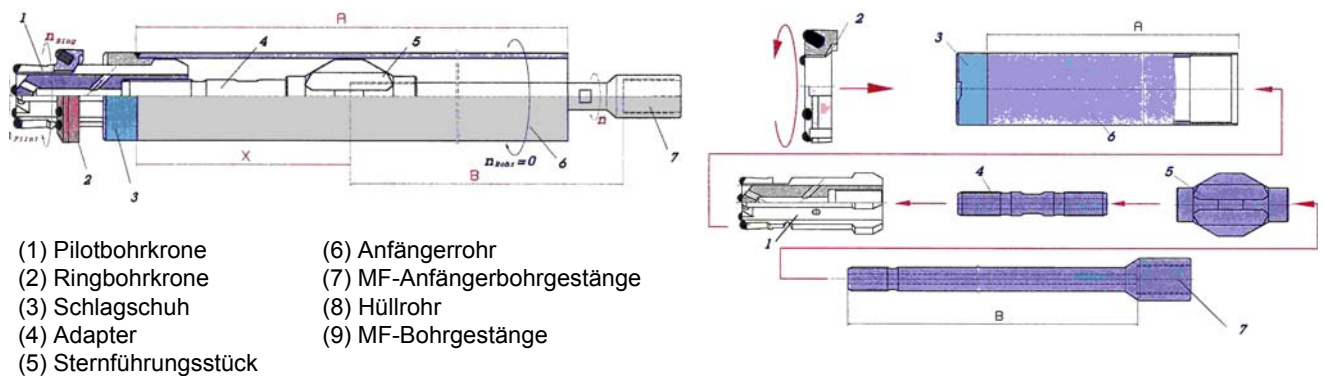


Abb. 9.56: Ausrüstung zur Rohrschirmherstellung mit Ringbohrkrone (Alwag, 2002)

Die Bohrenergie (Schlag und Rotation) wird über das innenliegende Bohrgestänge und die daran befestigte Pilotbohrkrone eingebracht. Gleichzeitig wirkt sie auf den Schlagschuh und die Ring-

bohrkrone am Ende des Stahlrohrs (Hüllrohr). So wird mit dem Bohrfortschritt das verbleibende Stahlrohr in das Bohrloch eingezogen. Die Förderung des Bohrguts kann pneumatisch oder hydraulisch erfolgen. Nach Beendigung der Bohrung wird die Arretierung zwischen Pilotbohrkrone und Schlagschuh gelöst und die Pilotbohrkrone mit dem Bohrgestänge gezogen. Der Schlagschuh und die Ringbohrkrone verbleiben im Bohrloch. Anschließend erfolgt das Verpressen gegebenenfalls mit Stopfbuchse am Bohrlochmund. Hinsichtlich der Reduzierung von Verformungen ist es eindeutig von Vorteil, wenn die Rohre einzeln jeweils nach der Herstellung verpresst werden, wenngleich dies herstellungstechnisch einen erhöhten Aufwand bedeutet.

### 9.6.2 Tragwirkung und Möglichkeiten zur Reduzierung von Oberflächensetzungen

Derzeit gibt es noch kein allseits anerkanntes Verfahren zur Bemessung von Rohrschirmen. Selbst zur Tragwirkung von Rohrschirmen liegen erst wenige Untersuchungen vor. Nachfolgend wird ein allgemeiner Überblick über die Tragwirkung der Rohrschirme sowie die Möglichkeiten zur Reduzierung von Setzungen beim Vortrieb mit Rohrschirmen gegeben. Dabei werden unter anderem die Ergebnisse von Untersuchungen berücksichtigt, die derzeit im Rahmen einer externen Dissertation von Herrn Dipl.-Ing. Eckl am Zentrum Geotechnik der TU München ausgeführt werden.

Einen sehr einfachen Ansatz zur Dimensionierung von Rohrschirmen schlagen John und Mattle, 2003 vor, indem sie den Rohrschirm als zweifach gestützten Balken betrachten. Er ist im Bereich des Spritzbetons frei aufgelagert und im Bereich der Ortsbrust eingespannt. Die freie Traglänge  $l_u$  entspricht der 1,5-fachen Abschlagslänge. Die Belastung ergibt sich aus der Silotheorie nach Terzaghi. Im Zuge der Bemessung ist nachzuweisen, dass die Stahlzugspannungen nicht überschritten werden. Basis dieses Ansatzes sind 2D-FE-Vergleichsberechnungen.

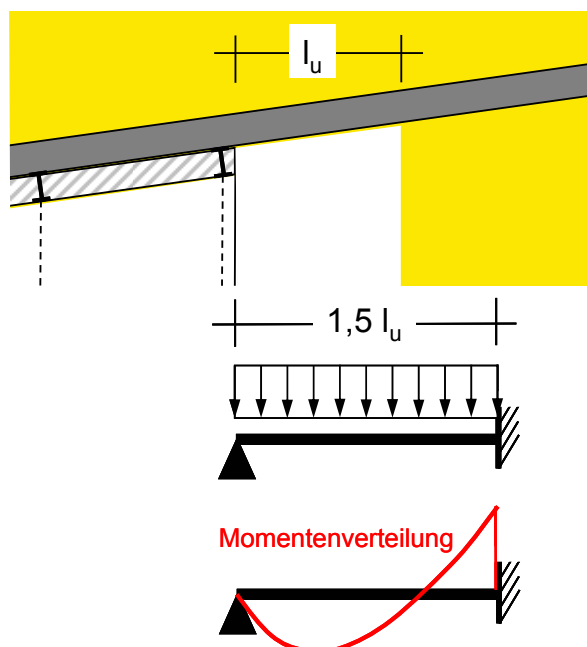


Abb. 9.57: Vereinfachtes Modell zur Dimensionierung von Rohrschirmen

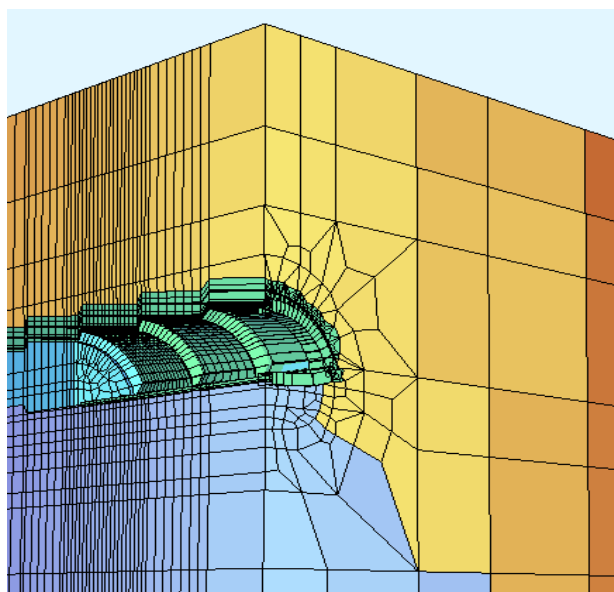
Aus diesem Modell lässt sich zwar eine Durchbiegung errechnen, allerdings ist dabei nicht berücksichtigt, dass sich auch die Widerlager A und B senken. Aussagen hinsichtlich der verformungsreduzierenden Wirkung des Rohrschirms lassen sich daraus also nicht ableiten. Hierzu sind numerische Berechnungen erforderlich.

In der Vergangenheit wurden Rohrschirme bei 2D-FE-Berechnungen häufig dadurch berücksichtigt, dass dem Gebirge um den Tunnel eine erhöhte Kohäsion zugewiesen wurde. Diese sehr einfache Annahme entspricht allerdings nicht der Tragwirkung, da neuere 3D-FE-Berechnungen mit Rohrschirmen (z.B. Eckl, 2010) gezeigt haben, dass der Rohrschirm hauptsächlich eine Längstragwirkung besitzt. Eine Quertragwirkung, wie sie sich aus der Kohäsionserhöhung bei der 2D-FE-Berechnung ergibt, kann allenfalls angesetzt werden, wenn der Boden um das Rohr injiziert wird und sich, wie beim Düsenstrahl- oder Injektionsschirm, ein mehr oder weniger geschlossenes Gewölbe um den Tunnel herum ausbildet.

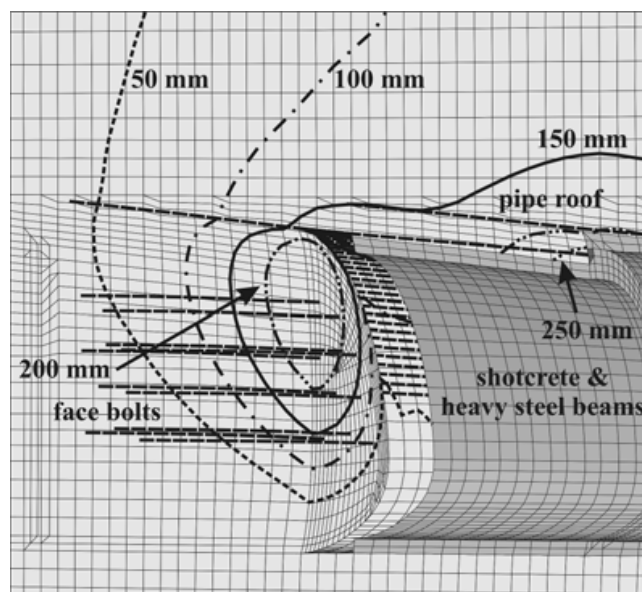
Um die Längstragwirkung des Rohrschirms bei der 2D-FE-Berechnung berücksichtigen zu können, wird daher von verschiedenen Autoren vorgeschlagen (z.B. Schikora und Ostermeier, 1992), durch eine Änderung der tunnelbauspezifischen Kennwerte ( $\alpha$ ,  $\beta$ , oder Volume loss) dem Gebirge eine erhöhte Tragfähigkeit zuzuweisen. Da durch die vorgenannten Kennwerte die Längstragwirkung simuliert werden soll, ist diese Vorgehensweise sicher plausibel.

Anhand von Rückrechnungen bei einem Vortrieb im Rahmen einer Diplomarbeit am Institut für Baustatik der TU München (Stieber, 2001) wird beispielsweise vorgeschlagen, den  $\alpha$ -Wert zu verdoppeln, wodurch sich die Verformungen an der Oberfläche reduzieren. Allerdings ist bereits ohne Schirmgewölbe die Wahl des richtigen tunnelbauspezifischen Kennwerts schwierig (s. Abschnitt 8.4.3.2) und zum vorgenannten Vorschlag liegen bisher keine weiteren Erfahrungen vor, in welcher Größenordnung der Kennwert in Abhängigkeit von den Randbedingungen des Schirmgewölbes zu ändern ist. Daher erscheint hier weiterer Forschungsbedarf erforderlich.

Eine wirklichkeitsnahe Berücksichtigung des Rohrschirms kann durch eine diskrete Modellierung mit einer 3D-FE-Berechnung erfolgen (z.B. Volkmann, 2006 bzw. Eckl, 2010; siehe Abb. 9.58). Eine derartige Modellierung ist allerdings derzeit noch sehr aufwändig und bleibt bisher überwiegend der Forschung und nicht der praktischen Anwendung vorbehalten.



a) aus Eckl, 2010



b) aus Volkmann, 2006

Abb. 9.58 a und b: Beispiele für 3D-FE-Berechnungen mit Rohrschirmen

Die allgemeinen Aussagen zur Möglichkeit der Reduzierung von Oberflächensetzungen sind sehr

unterschiedlich. Während beispielsweise Volkmann und Schubert, 2007 davon ausgehen, dass durch die höhere Steifigkeit des Rohrschirms gegenüber dem Boden eine setzungsreduzierende Wirkung erreicht wird, kommen Stieber, 2001 und Eclaircy-Caudron et al, 2006 zu dem Schluss, dass mit einem Rohrschirm keine signifikante Reduzierung der Verformungen erzielt werden kann, was sich mit den in Abschnitt 9.6.3 dargestellten Messergebnissen deckt.

Nach den Untersuchungen von Eckl, 2010 wirkt sich die Biegesteifigkeit des Rohrschirms praktisch nicht auf die Oberflächensetzungen aus (s. Abb. 9.59). Er untersuchte hierzu 3 Böden mit den jeweiligen typischen Bodenkenngrößen, einen steifen bindigen Boden, einen locker gelagerten Sand und einen mitteldicht bis dicht gelagerten Kies. Ebenso waren die Verformungen mit und ohne Rohrschirm im Kies annähernd gleich.

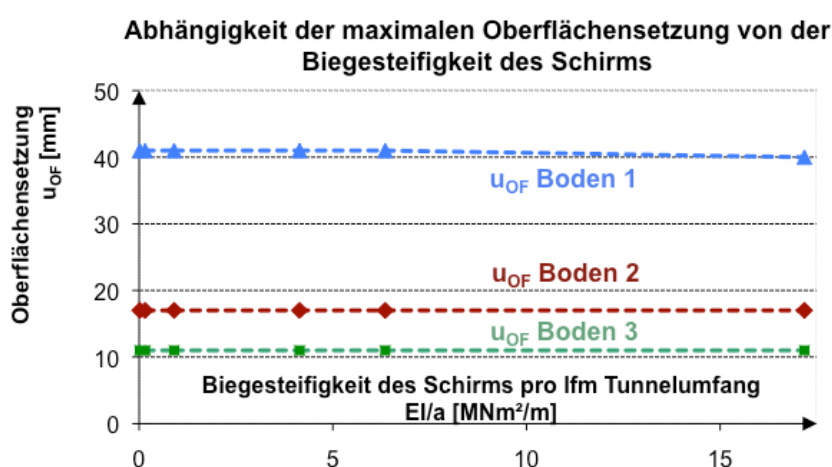


Abb. 9.59: Einfluss der Biegesteifigkeit des Rohrschirms auf die Oberflächensetzungen bei einer Überdeckung  $h_{\bar{u}} = 23$  m (Eckl, 2010)

Zusammenfassend lässt sich aussagen, dass sehr wahrscheinlich die setzungsreduzierende Wirkung des Rohrschirms umso ausgeprägter in Erscheinung tritt, je größer die Verformungen ohne Rohrschirmsicherung sind und je näher sich das Gesamtsystem am Grenzzustand befindet. Dies würde die unterschiedlichen Aussagen zur setzungsreduzierenden Wirksamkeit von Rohrschirmen begründen. Um dies zu bestätigen, wären allerdings weitere Untersuchungen erforderlich.

Interessant ist in diesem Zusammenhang, dass die von Schikora und Ostermeier, 1992 durchgeführten Rückrechnungen eines Vortriebs in Dingolfing zeigten, dass bereits bei der Herstellung des Schirmgewölbes Verformungen auftraten, auch wenn direkt nach dem Einstellen des Rohres das Bohrloch verpresst wurde. Dies deckt sich mit den nachfolgend in Abschnitt 9.6.3 dargestellten Erfahrungen. Rechnerisch wurden diese Verformungen von Schikora und Ostermeier, 1992 dadurch berücksichtigt, dass über dem Rohrschirm eine weitere dünne Bodenschicht simuliert wurde, deren Steifigkeit vor dem eigentlichen Vortrieb mit  $\alpha = 0,1$  reduziert wurde.

### 9.6.3 Anwendungsbeispiel: U-Bahn-Los U3 Nord 1, Vortrieb W1, Gebäudeunterfahrung im Schutze eines Rohrschirms

Im Vortrieb W1 des bereits in Abschnitt 9.3.2 beschriebenen U-Bahn-Loses U3 Nord 1 in München wurden 2 Spritzbetonvortriebe mit einer Querschnittsfläche von jeweils  $A \sim 41$  m<sup>2</sup> atmosphärisch im Tertiär mit Entwässerung der tertiären Sandschichten aufgefahren (s. Abb. 9.60). Von Interesse ist

in diesem Bereich die Unterfahrung des Werner-Friedmann-Bogens, eines 12-stöckigen Gebäudekomplexes, der in Schottbauweise hergestellt wurde. Die Sohldruckspannung des 3 m breiten, mittig angeordneten Streifenfundaments, welches die Hauptlasten des Gebäudes in den Untergrund einleitet, beträgt ca. 280 kN/m<sup>2</sup>.

Bei einem vertikalen Abstand von ca. 12 m zwischen Fundamentunterkante und Firste und einer Tertiärüberdeckung von lediglich ca. 4 m wurde als zusätzliche Sicherungsmaßnahme ein Rohrschirm eingesetzt (s. Abb. 9.60 und Abb. 9.61). Südwestlich des Werner-Friedmann-Bogens schließt eine Tiefgarage an.

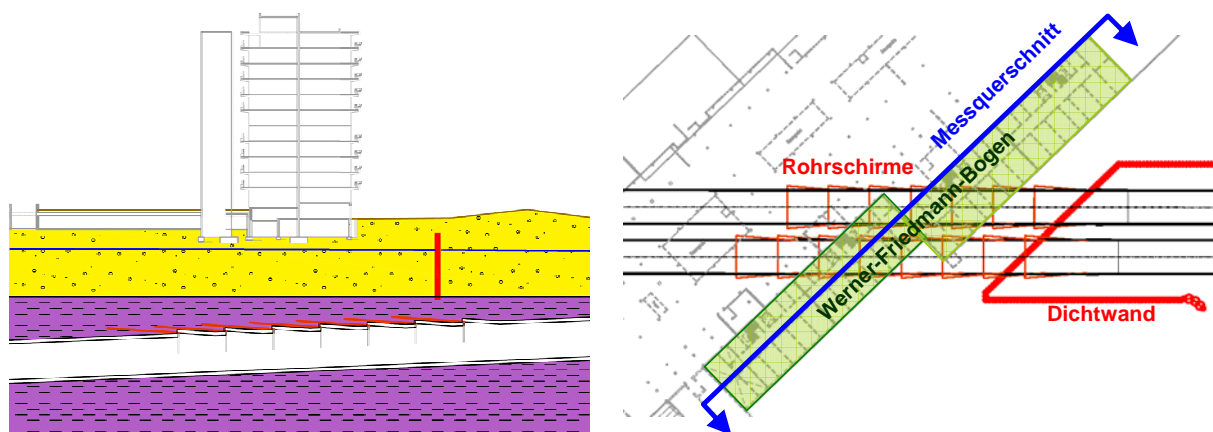


Abb. 9.60 a u. b: Unterfahrung Werner-Friedmann-Bogen im Längsschnitt und Lageplan

Ein Schirm besteht aus insgesamt 38 Rohren. Die Rohre besaßen eine Länge von 12 m bei 4 m Überlappung. Der Bohrdurchmesser (Bohrkrone) betrug 146 mm, der Ringspalt 6 mm.

In Abb. 9.61 sind die Messergebnisse der Setzungsmessungen längs des Werner Friedmann-Bogens (Schnittführung siehe Abb. 9.60 b) in Abhängigkeit von der Vortriebsentwicklung dargestellt. Bereits durch die Wasserhaltung (Entwässerung der tertiären Sande) kam es zu Setzungen von etwa 4 bis 7 mm. Durch die Herstellung des Rohrschirms sowie die vorausseilende Setzung in Folge des Vortriebs Gleis 2 erhöhten sich die maximalen Setzungen vor Auffahren der Querschnitte auf ca. 10 mm. Der größte Setzungsanteil resultierte aus dem eigentlichen Vortrieb. Nach den Vortrieben betrug die maximale Setzung 25 mm.

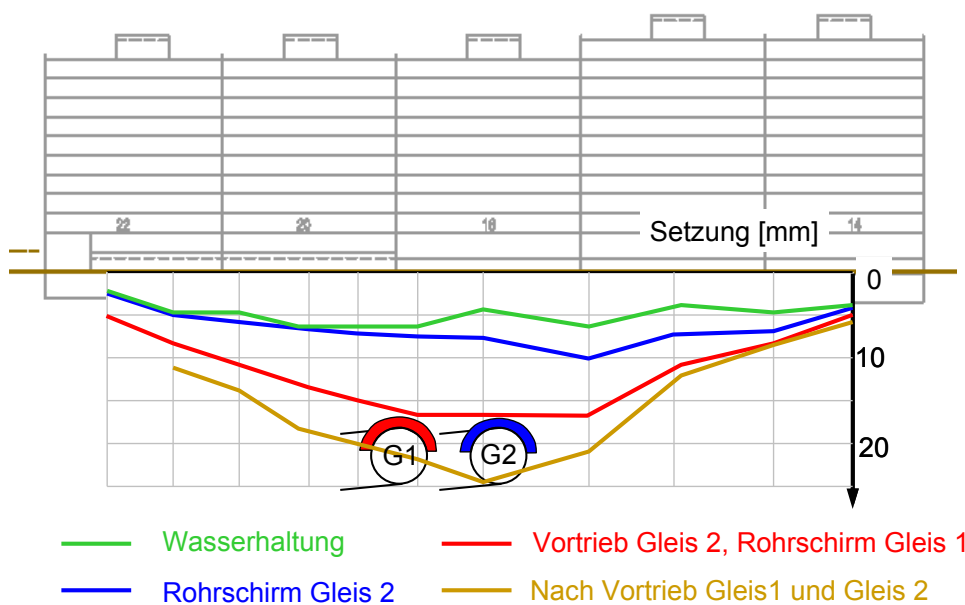


Abb. 9.61: Setzungen beim Werner-Friedmann-Bogen in Abhängigkeit vom Vortriebsstand

Zum Vergleich sind die Messergebnisse im Längsschnitt im Bereich W1 dargestellt (Abb. 9.62). Deutlich ist zu erkennen, dass im Bereich der Rohrschirme die Vertikalverformungen am größten waren. Dazu trägt sicher bei, dass im Bereich Werner Friedmann Bogen linienförmig die größten Fundamentlasten auftreten und auch die Schirmgewölberstellung zu gewissen Verformungen führte.

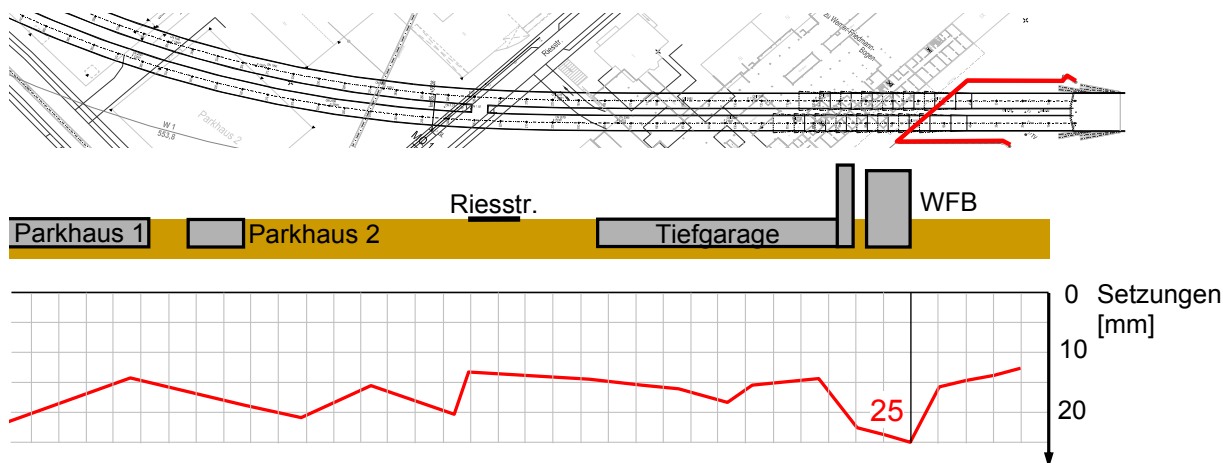


Abb. 9.62: Setzungen beim Vortrieb W1 im Längsschnitt

Da allerdings die größten Verformungen beim Vortrieb entstanden, wird es als entscheidend angesehen, dass sich der Rohrschirm während des Vortriebs zunächst verformen muss, damit er seine Tragwirkung in Längsrichtung entwickeln kann. Die nötigen Verformungen können beim Vortrieb in steifem Untergrund und bei vergleichsweise großer Ortsbruststandsicherheit - wie hier der Fall - so groß sein, dass der Rohrschirm nicht primär zur Reduzierung der Verformungen beiträgt.

Unabhängig davon wird durch den Rohrschirm jedoch sicherlich die Ortsbruststandsicherheit erhöht und er trägt somit dazu bei, dass das Risiko eines Schadenfalls beim Vortrieb deutlich reduziert wird.



### 9.7 Hebungsinjektion

Hebungsinjektionen nach DIN EN 12715 "Injektionen", auch bezeichnet als soil fracturing oder Verdrängungsinjektionen mit hydraulischer Rissbildung, sind in dem hier dargestellten Kontext als ein Spezialverfahren anzusehen, da damit im Gegensatz zu den zuvor beschriebenen Verfahren der Schirmgewölbesicherung Setzungen „aktiv“, das heißt durch entgegengerichtete Hebungen ausgeglichen werden. Sie wurden im innerstädtischen Tunnelbau in letzter Zeit relativ häufig angewendet, und werden daher nachfolgend ebenfalls kurz beschrieben.

Zur Ausführung von Hebungsinjektionen werden zunächst unterhalb der setzungsrelevanten Gebäude fächerförmig Manschettenrohre in den Boden eingebracht. Dies kann beispielsweise von GOK oder von einem Schacht aus erfolgen. Um den Boden "vorzuspannen", werden bereits vor Beginn des bergmännischen Vortriebs die Manschetten über Doppelpacker mit Zementsuspension beaufschlagt, bis an den Bauwerken erste kleine Hebungen auftreten (Vorinjektion). Durch ein umfangreiches Messprogramm mittels Schlauchwaagen und / oder Feinnivellement können die im Zuge des Vortriebs entstehenden Setzungen dann festgestellt und durch die eigentliche Hebungsinjektion ausgeglichen werden.

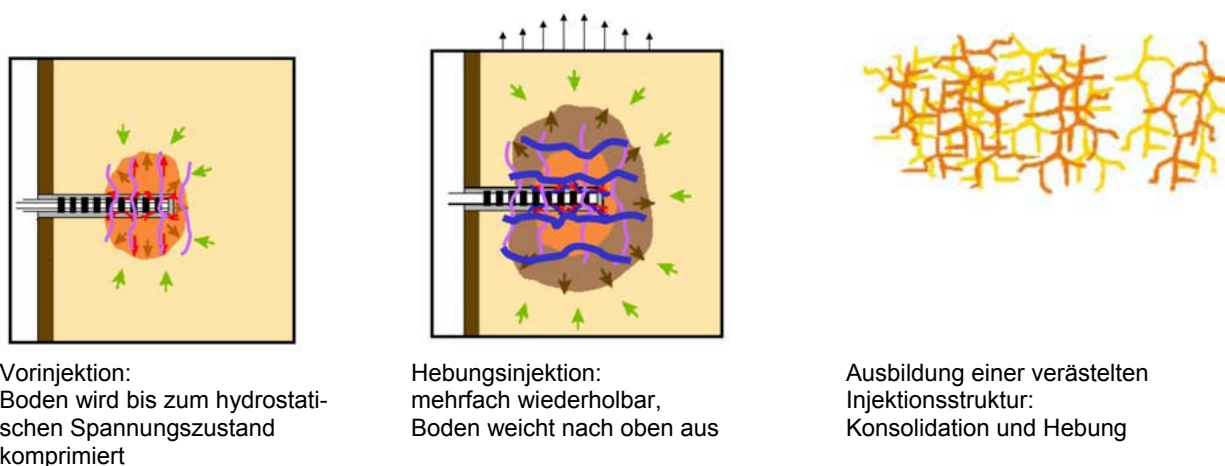


Abb. 9.63: Vorgehensweise bei der Hebungsinjektion (aus Vogt, 2009)

Bei der Planung von Hebungsinjektionen ist zu berücksichtigen, dass diese einen ausreichenden Abstand von erfahrungsgemäß mindestens 2 m bis 3 m vom Tunnel wie auch von den Fundamenten besitzen, damit einerseits die Tunnelschale nicht durch punktuelle Belastung geschädigt wird und andererseits keine Suspension in die Gebäude tritt.

Exemplarisch für die in jüngster Zeit erfolgreich ausgeführten Hebungsinjektionen bei innerstädtischen Tunnelbaumaßnahmen in Deutschland sind in Abb. 9.64 die Durchführung von 2 Hebungsinjektionen jeweils von einem Schacht aus dargestellt. Sie wurden im Zuge der Nord-Süd Stadtbahn Köln (Stützenhebung) sowie einer Gebäudeunterfahrung beim City-Tunnel Leipzig ausgeführt.

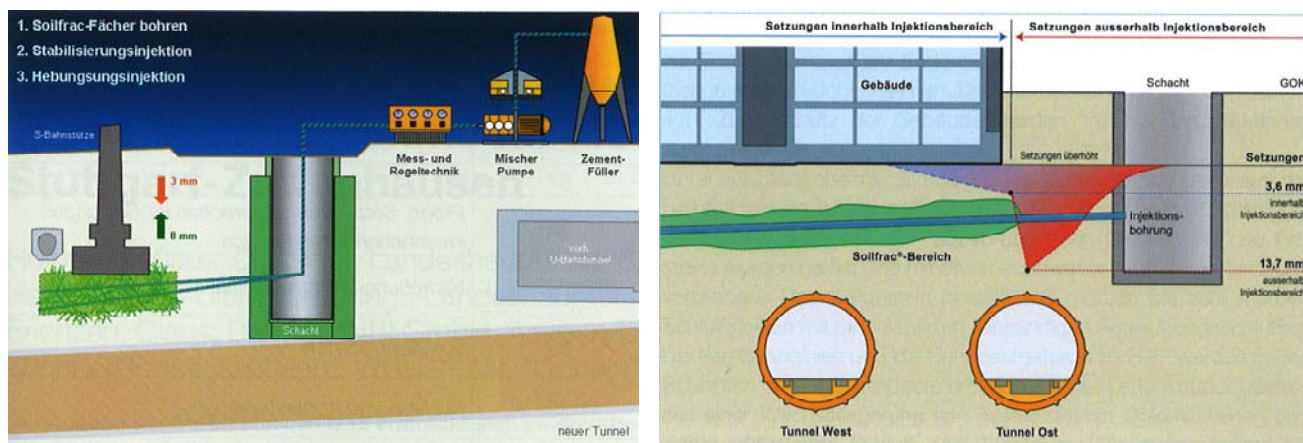


Abb. 9.64 a u. b: Hebungsinjektionen zum Ausgleich von Setzungen unter einer Stütze bzw. eines Gebäudes (Stelle und Weber, 2009)

Beim City-Tunnel Leipzig waren die nach der Vorinjektion ausgeführten Hebungsinjektionen bereits so groß, dass kein weiterer Ausgleich der Setzungen durch ergänzende Injektionen erforderlich war. Dies lag zum einen am setzungsarmen Vortrieb, zum anderen wird bereits durch die Vorinjektion eine gewisse Vorspannung und damit Verbesserung des Baugrunds erreicht, was nachfolgend vermutlich geringere Setzungen mit sich bringt. Gerade im Hinblick auf die Prognose der möglichen Setzungen und die sich daraus ergebenden Grenzen der maximalen Hebungen bei der Erstinjektion erscheint es daher zweckmäßig, zunächst von einem verhältnismäßig geringen Volume loss (geringe Überschreitungswahrscheinlichkeit) auszugehen, um die betroffenen Bauwerke möglichst wenig zu belasten. Durch Nachinjektionen können dann erforderlichenfalls weitere Hebungen produziert werden.

### 9.8 Zusammenfassung und Wertung von Verfahren zur Reduzierung von Setzungen

In den Abschnitten 9.2 bis 9.7 wurde allgemein die Anwendbarkeit von Schirmgewölbesicherungen und Hebungsinjektionen zur Reduzierung von tunnelbauinduzierten Setzungen beschrieben und es wurden die Anwendungsgrenzen benannt. Die wesentlichen Aspekte daraus sind in nachfolgender Tab. 9.9 nochmals zusammengestellt und gewertet. Dabei wurden auch die in Abb. 9.1 genannten Verfahren berücksichtigt, auf die nicht gesondert eingegangen wurde. Die Tabelle bietet eine erste Orientierungshilfe bei der Wahl setzungsreduzierender Maßnahmen, wobei selbstverständlich bei der näheren Betrachtung des Einzelfalls auch weitere, hier nicht betrachtete Aspekte oder Verfahren ausschlaggebend sein können.

Beurteilung von Verfahren zur Reduzierung von Setzungen im Tunnelbau					
Verfahren	Einschränkungen Baugrund	k-Wert-Reduzierung	Setzungsmindernde Wirkung	Erhöhung der Ortsbruststabilität	Besonderheiten
Vereisungsschirm	<ul style="list-style-type: none"> <li>Nicht bei zu großer Grundwasserströmungsgeschwindigkeit im Baugrund</li> <li>Ausreichender Porenwasseranteil erforderlich</li> </ul>	+	+ <ul style="list-style-type: none"> <li>Festigkeit u. Steifigkeit des Frostkörpers durch Laborversuche ermittelbar.</li> <li>Ggf. Hebungen infolge Eislinnenbildung, abh. vom Frosthebungsdruck (insb. Schluffe / Tone) und Wasserdargebot</li> </ul>	+ Langfristig Kriechen des Frostkörpers	<ul style="list-style-type: none"> <li>Von GOK aus auch bei Schildvortrieben</li> <li>Intensive messtechnische Überwachung erforderlich</li> </ul>
Injektion (Zement)	In Kiesen mit geringem Feinkornanteil (Zementinjektion) bzw Mittel- bis Grobsande (Ultrafeinzemente), jeweils mit geringem Feinkornanteil	(+) z.B. für Spritzbetonvortrieb mit Druckluftstütz.	+ <ul style="list-style-type: none"> <li>Bei wechselnden Untergrundverhältnissen ggf. nur Injektion der feinkornarmen Bereiche</li> <li>Wechselhafte Festigkeit</li> </ul>	+ (Injizierbarer Baugrund)	Von GOK aus auch bei Schildvortrieben anwendbar
Düsenstrahlverfahren	<ul style="list-style-type: none"> <li>Bei hohen Dichtigkeitsanforderungen nicht in stark organischen Böden</li> <li>Bei Gefahr von Düsenschatten</li> </ul>	+ (Einschränkungen s. Injektion)	+ von GOK aus (+) <ul style="list-style-type: none"> <li>Bei Herstellung horizontaler DS-Schirme Gefahr von Hebungen bzw. Setzungen. Ggf. Zusatzmaßnahmen erforderlich</li> </ul>	+	Von GOK aus auch bei Schildvortrieben anwendbar
Rohrschirm	In bohrbarem Baugrund	-	(+) <ul style="list-style-type: none"> <li>In steifem Baugrund können die zur vollen Tragwirkung erforderlichen Verformungen relevant sein. Dann keine Setzungsreduzierende Wirkung</li> <li>Ausnahme: Rohrschirme mit großem Durchmesser</li> </ul>	+	<ul style="list-style-type: none"> <li>Spritzbetonvortrieb</li> <li>Maßnahmen zur Reduzierung der Verformungen bei der Rohrschirmherstellung beachten</li> </ul>
Hebungsinjektion	<ul style="list-style-type: none"> <li>In bohrbarem Baugrund</li> <li>Ausreichender Abstand erforderlich (&gt; 2 - 3 m von Vortrieb und Bauwerk)</li> </ul>	-	+ Aktiver Ausgleich von Setzungen durch kontrolliert durchgeführte Hebungen	-	Intensives Messprogramm zur Steuerung der Hebungsinjektionen nötig.
Seitliche Abschirmwände	Möglichkeit der Herstellung von Bohrpfehl-Spund- o. Schlitzwänden	+	(+) Anwendbar für Bereiche seitlich des Vortriebs	-	Herstellung von GOK, vergleichsweise hoher Aufwand
Teilausbruch / Reduz. d. Abschlagslänge		-	(+) Nur, wenn ohne diese Maßnahmen die Ortsbruststandsicherheit sehr gering ist	+	Spritzbetonvortrieb
Ortsbrustverankerungen	In bohrbarem Baugrund	-	(+) Nur, wenn ohne diese Maßnahmen die Ortsbruststandsicherheit sehr gering ist	+	Spritzbetonvortrieb
Allg. konstruktive Sicherungsmaßnahmen	<ul style="list-style-type: none"> <li>Spieße (Verdübelung) z.B. bei hf - f Tonen mit Harnischen</li> <li>Pfändung in Sanden / Kiesen (l - md)</li> </ul>	-	(+) <ul style="list-style-type: none"> <li>Begrenzte Wirkung</li> <li>Rechnerisch nicht ansetzbar</li> </ul>	(+) Begrenzte Wirkung	Spritzbetonvortrieb
Unterfangung	Verfahrensabhängig (s.o.)	-	+ <ul style="list-style-type: none"> <li>Einleiten der Bauwerkslasten in nicht von Setzungen betroffenen Bereichen</li> </ul>	-	Nur einzelne Gebäude / Fundamente
Erhöhung des Stützdrucks		-	+ Oberflächennah Gefahr des Sohlaufbruchs bzw. von Ausbläsern	+	Beim Schildvortrieb bzw. Spritzbetonvortrieb mit Druckluftstützung

Tab. 9.9: Beurteilung von Verfahren zur Reduzierung von Setzungen

Eine Schwierigkeit ist es bisher, die setzungsreduzierende Wirkung der Verfahren vorab abzuschätzen. Wie die Praxis gezeigt hat, sind hier Untersuchungen von Fall zu Fall erforderlich, einfache empirische Ansätze gibt es für die in Tab. 9.9 genannten Verfahren bisher noch nicht. Derartige Untersuchungen können beispielsweise FE-Berechnungen sein, wobei zu hinterfragen ist, ob damit alle relevanten Situationen wirklichkeitsnah erfasst werden können. Gemäß den vorgestellten Praxisbeispielen ist insbesondere zu prüfen, ob die bei der Herstellung der Sicherungsmaßnahme entstehenden Verformungen berücksichtigt werden und welche Verformungen erforderlich sind, damit die Sicherungsmaßnahmen ihre Tragwirkung entfalten können.

Eine Besonderheit der hier bezeichneten Verfahren ist die Hebungsinjektion, da sie als einzige der hier genannten Verfahren einen aktiven Setzungsausgleich durch die Ausführung gezielter Hebungen bietet. Die in letzter Zeit mit Hebungsinjektionen durchgeführten Sicherungsmaßnahmen waren sehr erfolgreich, allerdings ist der Aufwand auch vergleichsweise groß.

Insgesamt gesehen bieten die hier dargestellten Maßnahmen gute Möglichkeiten, die aus dem Tunnelbau resultierenden Setzungen zu reduzieren bzw. auszugleichen.

## 10 Zusammenfassung und Ausblick

Die Prognose von Setzungen beim Lockergesteinsvortrieb gehört eindeutig zu den schwierigen Aufgabenstellungen, die bei der Planung von Tunnelbauwerken zu bearbeiten sind. Beim Tunnelbau im innerstädtischen Bereich ist sie jedoch von großer Relevanz, da im Rahmen von Planfeststellungsverfahren immer in Frage gestellt wird, ob die Gebäude im unmittelbaren Einflussbereich des Tunnels Schaden nehmen können. Daraus können im Zuge der Projektgenehmigung große Hindernisse bzw. empfindliche Mehrkosten erwachsen. Um so wichtiger ist es, dass die Prognose von Setzungen zu wirklichkeitsnahen Ergebnissen führt und dass das Verfahren allseits anerkannt ist und damit die Möglichkeit einer objektiven Bewertung gibt.

Nach einer einleitenden Zusammenfassung neuerer Methoden zur Messung von Verformungen im Tunnelbau behandelt vorliegende Arbeit die Möglichkeiten zur Prognose von tunnelbauinduzierten Setzungen mit empirischen und numerischen Verfahren sowie zur Reduzierung oben genannter Setzungen. In Abschnitt 7 wird das empirische Prognoseverfahren nach Fillibeck entwickelt. Es setzt voraus, dass die Setzungsmulde durch eine Gauß-Funktion beschrieben werden kann, was durch umfangreiche Vergleiche mit Messungen hinreichend nachgewiesen werden konnte. Damit lässt sich die Setzungsmulde durch lediglich zwei Parameter, den Volume loss  $VL_s$  (Volumen der Setzungsmulde je m Vortrieb im Verhältnis zum Ausbruchquerschnitt) und den Wendepunktabstand  $i$  einfach darstellen.

Das hier vorgestellte empirische Prognoseverfahren besitzt gegenüber anderen aus der Literatur bekannten Ansätzen den Vorteil, dass es auf einer sehr großen Datenbasis beruht und neueste Vortriebsergebnisse berücksichtigt. Dadurch lassen sich  $VL_s$  und  $i$  deutlich besser abschätzen, sie können anhand von Grafiken bzw. Tabellen abgelesen werden. Bei der Ermittlung von  $VL_s$  konnten anhand von Messergebnissen und Rückrechnungen folgende Abhängigkeiten berücksichtigt werden:

- Angabe von  $VL_s$  in Abhängigkeit von der Auftretenswahrscheinlichkeit
- Unterscheidung zwischen Schildvortrieben, atmosphärischen Spritzbetonvortrieben im bindigen bzw. nichtbindigen Baugrund und Spritzbetonvortrieben mit Druckluftstützung. Bei den Spritzbetonvortrieben geht weiterhin ein:
  - Einfluss der Bodensteifigkeit
  - Einfluss der Tunneltiefe
  - Einfluss der Querschnittsfläche und Vorgehen beim Auffahren in mehreren Teilausbrüchen

Für den Wendepunktabstand  $i$  wurden in Abhängigkeit von der Bodenart und der Lagerungsdichte bzw. Konsistenz mögliche Bandbreiten angegeben.

Mit dem vorgestellten empirischen Prognoseverfahren steht dem Planer nunmehr ein Werkzeug zur Verfügung, mit dem sich für Standardfälle tunnelbauinduzierte Setzungsmulden und daraus resultierend das Schadenspotenzial für Gebäude schnell und einfach abschätzen lassen.

Der Abschnitt 8 befasst sich mit der numerischen Simulation von Setzungen im Tunnelbau mit der Methode der Finiten Elemente (FE) und hierbei insbesondere mit der Frage, wie die bodenmechanischen und tunnelbauspezifischen Eingangsgrößen für die verschiedenen Verfahren (2D-, 3D-,

und 4D-Berechnungen) geeignet bestimmt werden können.

Da bekanntermaßen die mit dem Stoffmodell Mohr-Coulomb durchgeführten FE-Berechnungen zu unrealistisch breiten Setzungsmulden führen, wurde den Untersuchungen ein in jüngster Zeit entwickeltes höherwertiges Stoffmodell zugrunde gelegt, welches der Gruppe der elastoplastischen Stoffmodelle mit Verfestigung angehört. Zunächst wird beispielhaft beschrieben, wie die dem Stoffmodell zugehörigen bodenmechanischen Eingangsgrößen bestimmt werden können. Hierzu sind Versuchstechniken erforderlich, für die erst vereinzelt Erfahrungen vorliegen.

Anschließend werden die Verfahren zur Berechnung von Setzungen im Tunnelbau mit der FE-Methode behandelt. Es wird unterschieden zwischen:

- 2D-FE-Berechnungen (Ebene Berechnung)
- 3D-FE-Berechnungen (Räumliche Berechnung)
- 4D-FE-Berechnungen (Räumliche Berechnung in Abhängigkeit von der Zeit)

Anhand von Vergleichen mit Messergebnissen sowie dem empirischen Prognoseverfahren konnte nachgewiesen werden, dass die mit dem verwendeten elastoplastischen Stoffmodell mit Verfestigung ermittelten Setzungsmulden der Realität entsprechen. Voraussetzung hierfür ist, dass die bei 2D-FE-Berechnungen bei Spritzbeton- und Schildvortrieben sowie bei 3D-FE-Berechnungen nur bei Schildvortrieben anzusetzenden tunnelbauspezifischen Eingangsgrößen (z.B.  $\alpha$ ,  $\beta$  oder  $VL_s$ -Wert) richtig gewählt werden. Es wird ein Verfahren vorgestellt, wie diese Eingangsgrößen anhand des empirischen Prognoseverfahrens abgeschätzt werden können.

Das Fazit dieser Untersuchungen ist, dass aufgrund neuerer Entwicklungen tunnelbauinduzierte Setzungsmulden mit FE-Berechnungen unter Berücksichtigung geeigneter Stoffmodelle und Eingangsgrößen heutzutage gut berechnet werden können. Sie kommen dann zur Anwendung, wenn die Randbedingungen für die Verwendung des empirischen Prognoseverfahrens nicht mehr gegeben sind. So zum Beispiel, wenn die Gebäudesteifigkeit bei der Setzungsberechnung mit berücksichtigt werden soll oder wenn zu erwarten ist, dass konzentrierte Fundamentlasten die Setzungsmulde beeinflussen.

Im Rahmen des 3. Schwerpunkts dieser Arbeit wird in Abschnitt 9 ein Überblick über die Maßnahmen zur Reduzierung von Setzungen im Tunnelbau gegeben. Anhand von Anwendungsbeispielen werden Erfahrungen mit den häufig verwendeten Schirmgewölbesicherungen (Injektions-, Rohr-, Düsenstrahl- und Vereisungsschirme) dargestellt. Abschließend werden die Anwendungsmöglichkeiten und -grenzen der Schirmgewölbesicherungen sowie weiterer setzungsreduzierender Maßnahmen zusammenfassend tabellarisch beschrieben und bewertet.

Wie bei fast jeder umfassenderen Abhandlung entwickelten sich im Zuge der Bearbeitung auch hier weiterführende Fragestellungen, denen im Rahmen zukünftiger Forschungen nachgegangen werden sollte. Hierzu zählen:

- Einfluss der Ortsbruststandsicherheit auf die Größe der Setzungsmulde: Es wird davon ausgegangen, dass durch die Berücksichtigung der Ortsbruststandsicherheit das empirische Prognoseverfahren verfeinert werden kann. Bei einer durchgängigen Beschreibung der Ortsbruststandsicherheit für dränierte, teildränierte und undränierte Verhältnisse, ließe sich der Einfluss der Zeit über die Ortsbruststandsicherheit beim empirischen Prognoseverfahren berücksichtigen. Auch könnte damit der Einfluss verschiedener, bisher nicht berücksichtigter Einflussgrößen, wie bei-

spielsweise die Scherfestigkeit des Gebirges oder die Größe des Abschlags, beim empirischen Prognoseverfahren Eingang finden.

- Messung von Ortsbrustverformungen mit Laserscannern zur Beurteilung des Gefährdungspotenzials beim Vortrieb: Wie erste Untersuchungen gezeigt haben, lassen sich mit Laserscannern Ortsbrustverformungen bzw. -verformungsgeschwindigkeiten beim Spritzbetonvortrieb messen. Weiterhin ist anzunehmen, dass diese mit der Ortsbruststandsicherheit korrelieren. Mit Laserscans erscheint es daher möglich, dass in geologisch schwierigen Bereichen Gefährdungen frühzeitig erkannt werden können und somit das Sicherheitspotenzial beim Vortrieb erhöht wird. Hierzu ist im Rahmen weiterer Entwicklungen noch das Mess- und Auswerteverfahren zu verfeinern und es sind weiterführende Untersuchungen zur Korrelation zwischen Ortsbrustverformungen und der Ortsbruststandsicherheit erforderlich.
- Berücksichtigung von Schirmgewölbesicherungen bei der Prognose von Setzungsmulden: Bisher liegen zur Tragwirkung von Schirmgewölbesicherungen und dem setzungsreduzierenden Einfluss erst wenige Untersuchungen vor. Es wird erwartet, dass hierzu aufgrund von weiteren Vergleichsberechnungen unter Berücksichtigung vorliegender Messergebnisse weitere Aussagen möglich sind, wobei erfahrungsgemäß für die Praxis bereits ganz grobe aber abgesicherte Richtwerte äußerst hilfreich wären.
- Wahl der tunnelbauspezifischen Eingangsgrößen bei der 2D- und 3D-FE-Berechnung: Diese Fragestellung tritt bei jedem Tunnelvortrieb auf, und zwar nicht nur bezüglich der Setzungsberechnung, sondern auch bei der Bemessung von Tunnelschalen. Für diesen zweiten Anwendungsfall sind weitere, bisher nicht behandelte Aspekte zu berücksichtigen. Die vorhandenen umfangreichen Messergebnisse bieten eine hervorragende Basis zur Detaillierung der wenigen bisher vorliegenden Angaben zur Bandbreite von tunnelbauspezifischen Eingangsgrößen.

Zum Schluss vorliegender Arbeit sei nochmals an die in der Einleitung beschriebene Dualität zwischen praktischer Erfahrung und theoretischer Berechnung erinnert. Es hat sich im Rahmen dieser Arbeit gezeigt, dass ein Zusammenwirken im Sinne eines regelmäßigen Abgleichs von Berechnungen mit Erfahrungs- bzw. Messwerten nötig war, um das hier beschriebene empirische Prognoseverfahren entwickeln und die Eignung der verwendeten numerischen Verfahren bestätigen zu können. Beide Verfahren haben verschiedene Anwendungsschwerpunkte, ergänzen sich und bieten zusammen dem Anwender umfassende Werkzeuge, um Setzungen im Tunnelbau prognostizieren zu können.

## 11 Schrifttum

- Addenbrooke, T. I.; Potts, D. M.; Puzrin, A. M., 1997: The influence of pre-failure soil stiffness on the numerical analysis of tunnel construction. *Geotechnique*, 47(3), S. 693 - 712.
- Addenbrooke, T. I., 1996: Numerical analysis of tunnelling in stiff clay. Ph.D. thesis, Imperial College, University of London, 1996.
- Alwag, 2002: Produktunterlagen zu Rohrschirmen, AT-Hüllrohrsystem der Fa. Alwag, jetzt DSI Dywidag Systems International
- Alpan, I., 1967: The Empirical Evaluation of the Coefficient  $K_0$  and  $K_{0r}$ , *Soils and Foundations*, Vol.7, No.1, 31-40.
- Alpan, I., 1970: The Geotechnical Properties of Soils. *Earth-Science Reviews* 6, 1970
- Attewell, P. B.; Farmer, I. W., 1974: Ground deformations resulting from tunnelling in London Clay. *Canadian Geotechnical Journal*, 11 (3), S. 380 - 395.
- Atkinson, J. H.; Salfors, G., 1991: Experimental Determination of Soil Properties. Proc. 10th ECSMFE, Florence, Vol. 3, 1991
- Atkinson, J. H.; Potts, D. M., 1977: Subsidence above shallow tunnels in soft ground. *Proceedings ASCE Geotechnical Engineering Division*, Vol. 103, GT 4, S. 307 - 325.
- Amberg Technologies, 2008: TMS Tunnelscan – Complete tunnel information at a glance. [http://www.amberg.ch/at/fileadmin/documents/Systems/Brochure\\_TMS\\_Tunnelscan\\_en.pdf](http://www.amberg.ch/at/fileadmin/documents/Systems/Brochure_TMS_Tunnelscan_en.pdf) [PDF-file].
- Babendererde, S.; Babendererde, L.; Holzhäuser, J., 2002: Verpressen der Schildschwanzfuge hinter einer Tunnelvortriebsmaschine mit Tübingausbau. *Taschenbuch für den Tunnelbau 2002*, S. 228-254.
- Babendererde L., 2003: TBM mit Slurry-bzw. Erddruckstützung – Einsatzbereiche und Zuverlässigkeitsanalyse. *Felsbau 21* (2003), Nr. 5.
- Baudet, B.; Stallebrass, S., 2004: A constitutive model for structured clays. *Géotechnique* 54, No. 4, S. 269-278.
- Bauernfeind, P., 1983: Weiterentwicklung der „Neuen österreichischen Tunnelbauweise“ im Zuge des U-Bahnbaues in Nürnberg, *Forschung + Praxis* 29, *Unterirdisches Bauen – Technik und Wirtschaftlichkeit*, STUVA, Köln, S.180-189.
- Baumann, H. J., 2004: Unterlagen zur ingenieurgeologischen und geotechnischen Exkursion im Isartal (nicht veröffentlicht).
- Bellotti, R.; Formigoni, G.; Jamiolkowski, M., 1975: Remarks on the effect of overconsolidation on the coefficient of earth pressure at rest. Proc. 1st Baltic CSMFE Gdansk, Vol.2, S.59-71.
- Benz, T.; Schwab, R.; Vermeer, P., 2007: Zur Berücksichtigung des Bereichs kleiner Dehnungen in geotechnischen Berechnungen. *Bautechnik* 84, Heft 11.
- Benz, T., 2007: Small Strain Stiffness of Soils and its Numerical Consequences. *Dissertationschrift. Mitteilung 55 des Instituts für Geotechnik, Universität Stuttgart*, 2007.
- Biarez, J.; Hicher, P.-Y., 1994: *Elementary Mechanics of Soil Behaviour*. Rotterdam A. A. Balkema, 1994.
- Biot, M. A., 1941: General theory of three-dimensional consolidation. *Journal of applied physics*, Vol. 12, No. 2, pp. 155-164, February, 1941.
- Biot, M. A., 1956: General Solutions of the Equations of Elasticity and Consolidation of Porous Me-



- dia. (Reprinted from the Journal of Applied Mechanics for March, 1966, with permission of Copyright Owner).
- Bishop, A.W.; Henkel, D.J., 1962: The measurement of soil properties in the triaxial test. Edward Arnold, London.
- Bjerrum, L., 1973: Problems of soil mechanics and construction on soft soil clays. Proc. 8th ICSMFE. Moskau. Vol. 3. S. 109-159.
- Brandtner, M.; Noritz, B.; Schubert, P., 2007: On the Challenge of Evaluating Stresses in a Shotcrete Lining. Felsbau, Heft 25, 2007.
- Breth, H.; Chambosse, G.; Arslan, U., 1978: Einfluss des Spannungsweges auf das Verformungsverhalten von Sand. Geotechnik 1, S.2-9.
- Brinkgreve, R. B. J.; Broere, W., 2004: Plaxis Handbuch 3D Tunnel - Version 2. Delft University of Technology & Plaxis, B. V., 2004
- Broms, B. B.; Bennermark, H., 1967: Stability of clay at vertical openings, Journal of Soil Mechanics and Foundation Division of the ASCE, 93 (SM1), S. 71-95.
- Brooker, E. W.; Ireland, H. O., 1965: Earth pressure at rest related to stress history. Canadian Geotechnical Journal Vol. II, No. 1, S. 1-15.
- Burland, J. B.; Wroth, C. P., 1974: Settlement of buildings and associated damage. Proc. Conference "Settlement of structures". Pentech Press, London, S. 611-654.
- Burland, J. B.; Broms, B. B.; de Mello, V. F. B., 1977: Behaviour of foundations and structures. Proc. 9th Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng., Vol. 2, S. 495-546.
- Burland, J. B., 1989: Small is Beautiful – the stiffness of soils at small strains. 9th Laurits Bjerrum memorial lecture. Canadian Geotechnical Journal 26, S. 499 – 516
- Burland, J. B., 1995: Assessment of risk of damage to buildings due to tunnelling and excavation. Invited Special Lecture. In: 1st Int. Conf. on Earthquake Geotech. Engineering, IS Tokyo '95.
- Calhoun, D. E.; Triandafilidis, G. E., 1969: Dynamic oedometer study of lateral yield effects. Proceedings of the 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico, Vol. 1, S. 65-72.
- Casagrande, A., 1936: Discussion of "The determination of the pre-consolidation load and its practical significance". Proceedings of the first international conference on soil mechanics and foundation engineering. Vol. III, S. 60-64.
- Chapman, D. N.; Ahn, S. K.; Hunt, D. V. L., 2007: Investigating ground movements caused by the construction of multiple tunnels in soft ground using laboratory model tests. Canadian Geotechnical Journal, S. 631 - 643.
- Chmelina, K., 1993: Genauigkeitsuntersuchung des hydrostatischen Messsystems von Interfels und Erprobung im Entwässerungsstollen der Talsperre Zillergründl. Diplomarbeit am Institut für Landesvermessung und Ingenieurgeodäsie der Technischen Universität Wien.
- Chmelina, K., 2007: Visualisierung und Animation von Tunneldaten in der Geotechnik. In: Felsbau, 5 / 2007: S. 107-113.
- Clayton, C. R. I.; Van der Berg, J. P.; Thomas, A. H., 2006: Monitoring and displacements at Heathrow Express Terminal 4 station tunnels. Géotechnique 56 No. 5, S.323-334.
- Clough, G. W.; Schmidt, B., 1981: Design and performance of excavations and tunnels in soft clays. In Soft Clay Engineering, Elsevier, S. 569 - 634.
- Cording, E. J., 1991: Control of Ground Movements around Tunnels in Soils. General Report, 9th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Chile.

- DAUB, 1998: Empfehlungen zur Auswahl und Bewertung von Tunnelmaschinen. Deutscher Ausschuss für unterirdisches Bauen (DAUB) und Österreichische Gesellschaft für Geomechanik (ÖGG) / Arbeitsgruppe Tunnelbau der Forschungsgesellschaft für das Verkehrs- und Straßenwesen. In: Tunnel, Heft 5, S. 20 bis 35, 1997 sowie Taschenbuch für den Tunnelbau, 1998.
- De la Fuente, P.; Oteo, C., 1996: Theoretical research on the subsidence originated by the underground construction in urban areas. Proceedings of the Danube International Symposium, Romania.
- Den Hertog, B., 2005: Master thesis: Boring Esfahan's north-south line, Delft University of Technology, S. 21.
- DIBIT Messtechnik, 2008: Ein System setzt Standards – dibit TSC-Tunnelscanner. [http://dibit.itz.cc/fileadmin/user\\_upload/02\\_Solutions/01\\_Tunnel/01\\_TSC/Produktblaetter/TS\\_C\\_Allgemein.pdf](http://dibit.itz.cc/fileadmin/user_upload/02_Solutions/01_Tunnel/01_TSC/Produktblaetter/TS_C_Allgemein.pdf).
- Dorgarten, H.; Krause, T.; Billig, B., 2007: Umsetzung neuer Entwicklungen im maschinellen Tunnelvortrieb in aktuellen Projekten. Tiefbau, Heft 12, 2007.
- Duddeck, H.; Meister, D.; Werner, E.; Schlegel, R.; Theurer, M., 1981: Straßen-Tunnel Butterberg in Osterode / Harz. Bauingenieur 56, Springer-Verlag, Düsseldorf, S.175-185.
- Duncan, J. M.; Chang, C.-Y., 1970: Nonlinear analysis of stress and strain in soil. ASCE Journal of soil mechanics and foundation Division. Vol. 96, S. 1629 - 1653.
- Eckl, M, 2010: Externe Dissertation am Zentrum Geotechnik der TU München. Derzeit in Bearbeitung.
- Eclaircy-Caudron, S.; Dias, D.; Kastner, R.; Chantron, L., 2006: Numerical Modelling of a Reinforcement process by Umbrella Arch. Numerical Modelling of Construction Processes in Geotechnical Engineering for Urban Environment. Triantafyllidis (ed). 2006 Taylor & Francis Group, London.
- Edeling, H.; Schulz, W., 1972: Die Neue Österreichische Tunnelbauweise im Frankfurter U-Bahnbau. Bauingenieur 47, Springer-Verlag, Berlin, S.351-362.
- Egger, M.; Schukoff, B., 2007: Kontinuierliche reflektorlose Ortsbrustdeformationsmessung. Felsbau, Heft 25, 2007.
- Fa. Herrenknecht, 2010: Internetinformation zum Erddruckschild- bzw. Mixschildvortrieb. <http://www.herrenknecht.de/verfahren-technologie/maschinentechnik>.
- Fillibeck, J.; Vogt, N.; Döbler, G.; Eicher, L., 2005: Spritzbetonvortriebe im Grundwasser für den U-Bahnbau in München. Felsbau 23, 5/2005, S. 113 ff.
- Fillibeck, J.; Vogt, N.; Zaunseder, M., 2006: Bau der U-Bahn-Linie U3 Nord, Los 1 in München - Oberflächensetzungen beim Spritzbetonvortrieb mit Schirmgewölbesicherungen. Bauingenieur 81, 2006, S. 359 ff.
- Fillibeck, J.; Höfle, R.; Vogt, N.; Zaunseder, M., 2008: Risiko von Setzungsschäden beim U-Bahn-Bau – Auswertung von Setzungen, Felsbaumagazin Nr. 2 2008, S. 76-84.
- Fillibeck, J.; Vogt, N., 2009: Shotcrete Excavations for the Munich Subway - Comparison of Different Methods of Face Support in Settlement-Prone Areas. Proceeding ITA-AITES World Tunnel Congress, Budapest, Hungary, 2009.
- Fillibeck, J., 2009: Vorlesungsumdruck Tunnelbau - Statik des Zentrum Geotechnik der TU München, 2009.
- Franzius, J. N., 2003: Behaviour of buildings due to tunnel induced subsidence. PhD thesis, Imperial College, University of London.

- Gartung, E., 1983: Geotechnische Aufgaben beim Bau der Nürnberger U-Bahntunnel im Sandsteinkeuper. *Forschung + Praxis* 29, Unterirdisches Bauen – Technik und Wirtschaftlichkeit, STUVA, Köln, S.190-195.
- GCTS, 2010: Internetinformation zu Resonant Column-Versuchen. [www.gcts.com/pdf/CATS-RC.pdf](http://www.gcts.com/pdf/CATS-RC.pdf), 2010.
- Geyer, L.; Höfle, R.; Fillibeck, J., 2008: Einflussfaktoren zur Berechnung von Setzungen im Tunnelbau mit der Finiten-Element-Methode. Unveröffentlichter Bericht am Zentrum Geotechnik der TU München, 2008.
- Großbauer, K.; Lenz, G., 2007: Is it possible to Automate the Interpretation of Displacement Monitoring Data? *Felsbau*, Heft 25, 2007.
- Gupta S.; Ranaivoson A.; Edil T.; Benson C.; Sawangsuriya A., 2007: *Pavement Design Using Unsaturated Soil Technology*, 2007.
- Gusenbauer, F., 2009: Datenmanagement im Tunnelbau mit 2DOC, Teil II: Achsenthememen. *Felsbau*, Heft 3, 2009.
- Haag, R.; Stengele, R., 1999: Vermessungstechnische Grundlagen und Herausforderungen beim Projekt „Alptransit – Gotthard Basistunnel“. In: Verein Deutscher Ingenieure (VDI) (Eds.): *Moderne Sensorik für die Bauvermessung*. Series of VDI: VDI Berichte, Volume 1454. Düsseldorf, Eigenpublikation. Aus Ohlmann-Bartusel, 2008.
- Hagiwara, T.; Grant, R. J.; Calvello, M.; Taylor, R. N., 1999: The effect of overlying strata on the distribution of ground movement induced by tunnelling in clay. *Soils and Foundations*, 39 (3), S.63-73, 1999.
- Harding, B. O.; Black, W. L., 1969: Closure to Vibration Modulus of Normally Consolidated Clays. *ASCE Journal of Soil Mechanics and Foundation Division* 95, 1969.
- Hejazi, Y.; Dias, D.; Kastner, R., 2008: Impact of Constitutive Models on the Numerical Analysis of Underground Constructions. *Research Paper of Acta Geotechnica* 3 / 2008, S. 251 – 258, Springer Verlag.
- Hight, D. W.; Gasparre, A.; Nishimura, S.; Minh, N. A.; Jardine, R. J.; Coop, M. R., 2007: Characteristics of the London Clay from the Terminal 5 site at Heathrow Airport. *Géotechnique* 57 No. 1, S.3-18.
- Höfle, R.; Fillibeck, J., 2007: Time dependent deformation and stability of tunnel faces in fine-grained soils under groundwater. In: European Community on Computational Methods in Applied Sciences, Conference on Computational Methods in Tunnelling in Vienna, 22. bis 29. August 2007.
- Höfle, R.; Fillibeck, J.; Vogt, N., 2008: Time dependent deformations during tunnelling and stability of tunnel faces in fine-grained soils under groundwater. *Acta Geotechnica*, Springer Berlin / Heidelberg, Juli 2008 online, S. 309-316, Volume 3, Number 4, Dezember 2008.
- Höfle, R.; Fillibeck, J.; Vogt, N., 2009: Time depending Stability of Tunnel Faces. *Proceedings ITA-AITES World Tunnel Congress*, Budapest, Hungary, 2009.
- Hornung, A., 2009: Setzungen beim Spritzbetonvortrieb – Beurteilung der Anwendbarkeit eines empirischen Prognoseverfahrens bei verschiedenen Randbedingungen. Bachelorarbeit am Zentrum Geotechnik der TU München, 2009.
- Hoyos, R. L.; Laloui L.; Vassallo R.; 2005: *Mechanical Testing in Unsaturated Soils*. Geotechnical and Geological Engineering, Springer-Verlag, April, 2008.
- Ingensand, H.; Wunderlich, T., 2009: Scanner – und was kommt danach? *Terrestrisches Laser-scanning (TLS 2009)*, 91. DVW-Seminar, 19./20.11.2009 in Fulda.

- Jancsecz, S.; Frietsche, W.; Breuer, J.; Ulrichs, K.R., 2002: Minimierung von Senkungen beim Schildvortrieb am Beispiel der U-Bahn Düsseldorf. Taschenbuch für den Tunnelbau 2002, S. 165-214.
- Jessberger, H. L., 1991: Bodenvereisung. In: Grundbautaschenbuch, 4.Auflage, Teil 2, Kap. 2.4, Verlag Ernst & Sohn Berlin.
- John, M.; Mattle, B., 2003: Design of Tube Umbrellas, Tunnel 11, RÖCNIK, č. 3/2002.
- Katzenbach, R.; Breth, H., 1981: Nonlinear 3D Analysis for NATM in Frankfurt Clay. Int. Conf. of Soil Mech. and Found. Engineering. Vol. 1, S. 315 – 318, Rotterdam, Balkema, 1981.
- Kakimow, K. R., 1975: Fragen zur Theorie und Praxis des künstlichen Gefrierens von Gebirgen. Akademie der Wissenschaften der UdSSR, Moskau.
- Kasper, T.; Meschke, G.; Nagel, F., 2006: Numerische Simulation maschineller Tunnelvortriebe in wassergesättigten Böden. Workshop Arbeitskreis 1.6 „Numerische Geotechnik“ am 20./21.06.2006 in Weimar.
- Kellner, C.; Fillibeck, J.; Vogt, N., 2006: Schlauchwaagenmessungen und DMS-Messungen bei der Erweiterung U6 Marienplatz in München. Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Heft Nr. 82, Fachseminar Messen in der Geotechnik, 2006.
- Keller, 2003: Produktionformationen der Keller Holding GmbH, Veröffentlichungen, 2003.
- Kirsch, Ansgar; Piazzzi, L., 2009: Numerical investigation of the effectiveness of a bored pile wall for the minimisation of settlement resulting from tunnel driving. Geomechanic and tunnelling 6 Vol. 2, S. 753 ff.
- Kirschke, D., 2008: Schildvortrieb unter einem Kriechhang mit Wohnbebauung im Zuge des Katzenbergtunnels. Beiträge zum 7. Geotechniktag in München. Risiko und Sicherheit in der Geotechnik. Schriftenreihe des Zentrum Geotechnik der TU München, Heft 43, 2008.
- Koller, M., 2006: Tunnelvortrieb beim U-Bahnbau in München – Einfluss geometrischer und bodenmechanischer Parameter auf die Größe der Setzungsmulden. Diplomarbeit am Zentrum Geotechnik der TU München.
- Kondner, R. L.; Zelasko, J. S., 1963: A hyperbolic stress-strain formulation for sands, Conf. Soil. Mech. Found. Eng., Volume 1, Brazil.
- Kramer, J., 1978: Senkungsschäden an Hochbauten durch Fremdeinflüsse. Grundbau und Bodenmechanik an der Universität Essen – GHS, Forschungsberichte aus dem Fachgebiet Bauwesen, Nr. 4.
- Krischke, A.; Weber, J., 1990: 25 Jahre U-Bahn-Bau in München. U-Bahn Referat der LH München, S. 76-141.
- Kuhlmann, H., 1996: Ein Beitrag zur Überwachung von Brückenbauwerken mit kontinuierlich registrierten Messungen. Wissenschaftliche Arbeiten der Fachrichtung Vermessungswesen der Universität Hannover, Heft Nr. 218, 1996.
- Kuhn, M., 1998: Deformationsmessung an vertikal schwingenden Bauwerken mit Differenzialdruckgebern. Dissertation an der Technischen Universität Wien, Technisch Naturwissenschaftliche Fakultät, 1998.
- Kuwano, R., 2007: Advanced Topics on Geotechnical Engineering. April, 2007.
- Laabmayr, F.; Swoboda, G., 1986: Grundlagen und Entwicklung bei Entwurf und Berechnung im seichtliegenden Tunnel, Teil 1. Felsbau 4, S. 138 - 143, 1986.
- Lachmann, M., 2008: Untersuchungen zu Oberflächensetzungen beim Schildvortrieb. Diplomarbeit am Zentrum Geotechnik der TU München.

- Lake, L. M.; Rankin, W. J.; Hawley, J., 1992: Prediction and effects of ground movements caused by tunnelling in soft ground beneath urban areas. CIRIA Project Report 30, Construction Industry Research and Information Association, London.
- Leach, G., 1985: Pipeline response to tunnelling. Nicht veröffentlicht. Aus Tan und Ranjith, 2003.
- Lechler, K.-P.; Kuhnhehn, K., 2001: Autobahntunnel der stadtnahen Umfahrung Dresden: Maßnahmen zur Setzungsminderung bei der Spritzbetonbauweise. Forschung + Praxis 39, Unterirdisches Bauen 2001 – Wege in die Zukunft. STUVA, Köln, S.89-95.
- LH München, 1996: Projektinformation des U-Bahn-Referats der Landeshauptstadt München zur U-Bahn-Linie 2 Ost Baulos 1, Bahnhof Josefsburg und beidseits anschließende Streckentunnel, 1996.
- LH München, 1990: 25 Jahre U-Bahn-Bau in München. Schottenheim und Giess Offsetdruck K. G. München.
- LH München, 2004: Ausschreibungsunterlagen der U-Bahn-Linie 3 Nord, Baulos 2, Bf. Moosach und Bf. Leipziger Str. mit Strecken. Teil C Besondere technische Festsetzungen und Hinweise, 2004.
- Lo, K. Y.; Ng, M. C.; Rowe, R. L., 1984: Predicting Settlement due to Tunneling in Clays. Proc. Geotech '84 – Tunneling in Soil and Rock, Atlanta Georgia (ASCE).
- Mähr, M., 2006: Ground movements induced by shield tunneling in non-cohesive soils. Advances in Geotechnical Engineering and Tunneling, Logos Verlag Berlin, S. 5.
- Mader, H., 1989: Untersuchungen über den Primärspannungszustand in bindigen überkonsolidierten Böden am Beispiel des Frankfurter Untergrundes. Mitteilungen des Instituts für Grundbau, Boden- u. Felsmechanik, TH Darmstadt, Heft 29.
- Maidl, B.; Maidl, U; Ruse, N., 2005: Erfahrungen mit der FEM-Simulation im Rahmen des Process-controllings beim Schildvortrieb. Bauingenieur 80, S. 337 – 242, 2005.
- Mair, R. J., 1979: Centrifuge modelling of tunnelling construction in soft clay. PhD Thesis, University of Cambridge.
- Mair, R. J.; Gunn, M. J.; O'Reilly, M. P., 1981: Ground movements around shallow tunnels in soft clay. In: Tenth international conference on soil mechanics and foundation engineering, Volume 1 (Stockholm 1981). S. 323 - 328, A. A. Balkema, Rotterdam.
- Mair, R. J., 1996: Settlement effects on bored tunnels. Session Report, Proc. Int. Symposium on Geotechnical Aspects of Underground construction in Soft Ground, London, Balkema, S. 43 - 53.
- Mair, R. J.; Taylor, R. N., 1997: Theme lecture: Bored tunnelling in the urban environment. Proceedings of 14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering in Hamburg, Vol 4, S. 2353 - 2382.
- Mayne, P. W.; Kulhawy, F. H., 1982:  $K_0$  - OCR Relationships in soil. In: Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 108, No. GT6, S. 851-872.
- Mayne, P. W.; Christopher, B., R.; DeJong, J., 2001: Subsurface Investigations. Technischer Bericht des National Highway Institute, Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation. Berichtsnr.: FHWA-NHI-01-031, Washington, D.C. 2001.
- Melis, M.; Medina, L.; Rodriguez, J. M., 2002: Prediction and analysis of subsidence induced by shield tunnelling in the Madrid Metro extension. Canadian Geotechnical Journal 39, 2002.
- Möller, S.; Lehmann, T.; Rogowski, E., 2004: Dreidimensionale Finite Elemente Berechnung der Setzungsmulde am Beispiel des Steinhaldenfeldtunnels in Stuttgart. Bauen in Boden und Fels. 4. Kolloquium 20. und 21. Januar 2004, Ostfildern, S.275-282.

- Möller, S., 2006: Tunnel induced settlements and structural forces in linings, Dissertation, Institut für Geotechnik, Universität Stuttgart.
- Moh, Z. C.; Ju, D. H.; Hwang, R. N., 1996: Ground movements around tunnels in soft ground. Proceedings International Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground. London, Balkema S. 725 -730.
- Müller, A. M., 2008: Setzungen bei Spritzbetonvortrieben mit großem Vortriebsquerschnitt in München - Vergleich zwischen Messungen und Berechnungen. Diplomarbeit am Zentrum Geotechnik der TU München, 2008.
- Müller-Salzburg, L.; Sauer, G.; Chambosse, G., 1977: Berechnungen, Modellversuche und in-situ-Messungen bei einem bergmännischen Vortrieb in tonigem Untergrund. Bauingenieur 52, Springer-Verlag, Düsseldorf, S.1-8.
- Murayama; Shibata, 1958: On the secondary consolidation of clay. Proc. 2nd Japan. Congress. Test. Mat. Non Metallic Material, Kyoto, 1958. Aus v. Soos, 2001.
- New, B. M.; O'Reilly, M. P., 1991: Tunnelling induced ground movements: predicting their magnitudes and effects. Ground Movement and Structures, ed. J. D. Geddes, 1991, S. 671-697.
- New, B., 2006: Settlements induced by Tunneling in Soft Ground. ITA/ AITES Report 2006, Tunneling and Underground Space Technology.
- Ng, C. W. W.; Lee, K. M.; Tan, D. K. W., 2004: Three-dimensional numerical investigations of New Austrian tunnelling method (NATM) twin tunnel interactions. Canadian Geotech. Journal, 41 S. 523–539.
- Ohde, J., 1939: Zur Theorie der Druckverteilung im Baugrund. Bauingenieur 20, Heft 33 / 34, S. 451 - 459.
- Ohlmann-Bartusel, J., 2008: Innovative determination of areal deformations of an excavated tunnel intrados by multi-temporal laser scanning data. Diplomarbeit am Lehrstuhl für Geodäsie der Technischen Universität München, 2008.
- Ohlmann-Bartusel, J.; Höfle, R.; Fillibeck, J., 2009: Ortsbrustdeformationen - Ortsbruststandssicherheit, Forschungsbericht des Lehrstuhls für Geodäsie der TU München, Eigenverlag, 2009.
- Ohlmann-Bartusel, J. 2009b: Spatiotemporal and Adaptive Computation of Areal Deformations of the Excavated Tunnel Intrados or Heading Face. 2. International Conference on Computational Methods in Tunnelling. Ruhr- Universität Bochum, 9. – 11. September 2009.
- O'Reilly M. P.; New B. M., 1982: Settlements above tunnels in the United Kingdom – their magnitude and prediction. Tunneling 82, London.
- Ostermeier, B., 1990: Ein Beitrag zur rechnerischen Erfassung des Vortriebsgeschehens beim Bau von Tunneln im Lockergestein mit Spritzbetonsicherung - Ebene und räumliche Berechnungen -. Dissertation am Lehrstuhl für Statik der Technischen Universität München, 1990.
- Palla, R.; Leitner, S., 2009: Anwendung des Düsenstrahlverfahrens auf den verschiedenen Baustellen im Unterinntal. Geomechanics and Tunnelling, Vol. 2, Dezember 2009.
- Peck, R. B., 1969: Deep excavations and tunnelling in soft ground. Proc. 7th International Conference Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico City, State of the Art Volume, S. 225-290, 1969.
- Pelz, G.; Fillibeck, J.; Vogt, N., 2009: Die Ermittlung der Überkonsolidation und deren Berücksichtigung bei FE- Berechnungen am Beispiel des feinkörnigen Münchner Tertiärs. Geotechnik, Heft 2, 2009
- Prader, A.; Chmelina, K., 2009: Tunnelinformationssystem KRONOS, Management von Geotech-

- nik- und Monitoringdaten bei Tunnelbaustellen - Erfahrungen aus Installation und Betrieb. Felsbau, Heft 3, 2009.
- Pryl, D., 2005: Influences of Poroelasticity on Wave Propagation: A Time Stepping Boundary Element Formulation. Braunschweiger Schriften zur Mechanik, Nr. 58 - 2005, Technische Universität Braunschweig.
- Rabcewicz, L. v., 1948: Patentschrift. Österreichisches Patent Nr. 165573, 1948.
- Rabcewicz, v. L.; Golser, J.; Hockl, E., 1972: Die Bedeutung der Messung im Hohlraumbau. Der Bauingenieur Heft 47, 1972.
- Regall, R., 2007: Numerische Simulation von Spritzbetonvortrieben mit einem Injektionsschirm zur Reduzierung von Setzungen. Diplomarbeit am Lehrstuhl für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik, TU München.
- Rowe, R. K.; Lo, K. Y.; Kack, G. J., 1983: A method of estimating surface settlement above tunnel constructed in soft ground. Canadian Geotechnical Journal, 20, S. 11-22.
- Sagaseta, C., 1987: Analysis of undrained soil deformation due to ground loss. Geotechnique 37 (3), S. 301 - 320.
- Schanz, T., 1998: Zur Modellierung des mechanischen Verhaltens von Reibungsmaterialien, Institut für Geotechnik Stuttgart, Mitteilung 45.
- Schmidt, B., 1969: Settlements and ground movements associated with tunnelling in soils, PhD Thesis, University of Illinois, Urbana, 1969.
- Schikora, K.; Fink, T., 1982: Berechnungsmethoden moderner bergmännischer Bauweisen beim U-Bahn-Bau. Bauingenieur 57, Springer-Verlag, Düsseldorf, S. 193-198.
- Schikora, K.; Ostermeier, B., 1991: Eine Längskaverne im Lockergestein mit 250m<sup>2</sup> Ausbruchfläche. Parkkaverne Landsberg / Lech: Rechenmodell und Messergebnisse. Bauingenieur 66, Springer-Verlag, Düsseldorf, S.565-571, 1991.
- Schikora, K.; Ostermeier, B., 1992: Tunnelprojekt im Altstadtbereich von Dingolfing mit geringer Überdeckung - Tragverhalten mit und ohne Rohrschirmsicherung. Bauingenieur 67, Springer-Verlag, Düsseldorf, S.115-120, 1992.
- Schmidt, B., 1966: Discussion of "Earth Pressures at rest related to stress history". Canadian Geotechnical Journal, 3, S. 239-241.
- Schneider, J. A.; Mayne, P. W., 1999: Soil Liquefaction Response in Mid-America Evaluated by Seismic Piezocone Tests. Mid-America Earthquake, Center Report MAE-GT-3A, 1999.
- Schubert, W.; Vavrovsky, G. M., 1997: Auswertung und Interpretation von Verschiebungsmessdaten. Taschenbuch für den Tunnelbau, 1997.
- Schultz, E., 1975: Methoden zur Verhinderung von schädlichen Setzungen bei Unterfahrungen und verankerten Baugruben anhand von Beispielen aus dem U- und S-Bahn-Bau in Frankfurt / Main. Forschung + Praxis 19, Moderne U-Verkehrs- und Tunnelbautechnik, STUVA, Köln, S.101-106.
- Schwarz, A., 2004: Einfluss des Primärspannungszustandes auf die Belastung der Tunnelinnenschale. Diplomarbeit am Zentrum Geotechnik der TU München.
- Schweiger, H. F., 2008: The Role of Advanced Constitutive Models in Geotechnical Engineering. Geomechanik und Tunnelbau, Heft 5, Oktober, 2008, S. 336 – 344.
- Shirlaw, J. N.; Doran, S.; Benjamin, B., 1988: A case study of two tunnels driven in the Singapore „Boulder Bed“ and in grouted coral sands. Engineering Geology and Underground Movements (eds. F. G. Bell et al.), Geology society Engineering Geology Special Publication (zitiert aus Mair und Taylor, 1997).

- Shirlaw, J. N., 1995: Observed and calculated pore pressures and deformations induced by an earth pressure balance shield. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 32, S 181-189.
- Stadt Fürth, 2004: U-Bahn Fürth, Bauabschnitt 3.1.1, Zwischenstation Klinikum. GH Druck + Digitale Medien, 2004.
- Staiger, Rudolf, 2005: Terrestrisches Laserscanning – eine neue Universalmessmethode. Beiträge zum 65. DVW-Seminar am 21. und 22.11.2005. Schriftenreihe des DVW, Band 48.
- Standing, J. R.; Nyren, R. J.; Longworth, T. I.; Burland, J. B., 1996: The Measurement of Ground Movements due to Tunnelling at two Control Sites along the Jubilee Line Extension. *Proc. Int. Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground*, London, Balkema, S. 751 – 756.
- Stelte, M.; Weber, A., 2009: Moderne Sicherungstechniken mit Injektions- und Düsenstrahlverfahren bei aktuellen Tunnelprojekten. STUVA-Tagung 2009 in Hamburg, Studiengesellschaft für unterirdische Verkehrsanlagen e.V., STUVA Köln, 2009
- Stieber, C., 2001: Auswirkungen eines Rohrschirms auf die Verringerung der Verformung bei Tunneln großer Spannweite. Diplomarbeit am Institut für Baustatik der TU München.
- Stokoe, K. H.; Darendeli, M. B.; Gilbert, R. B.; Menq, F.-Y.; Choi, W. K., 2004: Development of a New Family of Normalized Modulus Reduction and Material Damping Curves. *Int. Workshop on Uncertainties in Nonlinear Soil Properties and their Impact on Modelling Dynamic Soil Response*, Berkeley, 2004.
- Tan, W. L.; Ranjith, P. G., 2003: Parameters and Considerations in Soft Ground Tunneling. *Electronical Journal of Geotechnical Engineering*, <http://www.ejge.com/2003/JourTOC8D.htm>, 2003.
- Trauner, F. X., 2006: Statistische Untersuchungen und numerische Berechnungen zur Ermittlung von Setzungen bei Tunnelvortrieben mit großem Durchmesser. Diplomarbeit am Zentrum Geotechnik der TU München, 2006.
- Vergeiner, R.; Zettler, A. H.; Furtmüller, G., 2007: Dokumentation, Auswertung und Interpretation von Tunnelvortriebsdaten. *Felsbau*, Heft 25, 2007.
- Verruijt, A.; Booker, J. R., 1996: Surface settlement due to deformation of a tunnel in an elastic half plane. *Geotechnique* 46, S. 753 - 756.
- VMT, 2009: Verfahrensbeschreibung CBP Tunnelinformationssystem. <http://www.vmt-gmbh.de/333.html>, Fassung 2009.
- Vogt, N., 2008: FE-Berechnungen Variante 2, Haidhausen. 58. Stellungnahme zur 2. S-Bahn-Stammstrecke München, Proj.-Nr. 11222-887. Nicht veröffentlicht.
- Vogt, N., 2009: Vorlesungsunterlagen "Spezialverfahren" des Lehrstuhls für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau der Technischen Universität München.
- Volkman, G.; Schubert, W., 2006: Contribution to the Design of Tunnels with Pipe Roof Support. In *Proc. of 4th Asian Rock Mechanics Symposium, ISRM International Symposium*. Singapore, 8th - 10th November 2006.
- Volkman, G.; Schubert, W., 2007: Geotechnical Model for Pipe Roof Supports in Tunnelling. In *Proc. of the 33rd ITA-AITES World Tunnelling Congress, Underground Spaces - the 4th Dimension of Metropolises, Volume 1*, Prague, Czech Republic, 2007.
- von Soos, P., 1967: E-Modul-Ermittlung und Gebirgsdruckmessungen in glazialen Tonen und tertiären Mergeln südlich von München. *Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik*, Technische Hochschule München.
- von Soos, P., 2001: Eigenschaften von Boden und Fels - Ihre Ermittlung im Labor. *Grundbauta-*



- schenbuch, Teil I, 6. Auflage.
- Wittke, W.; Züchner, F., 2008: Felsmechanische Eigenschaften des Stuttgarter Baugrunds und ihre Auswirkungen auf den Tunnelbau. Proc. 18. Symposium für Felsmechanik und Tunnelbau der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik, Stuttgart, 2008.
- Wunderlich, T., 2002: Vektorielle Anpassung mit Laser-Scannern. Zeitschrift Beton und Stahlbetonbau, 11/2002, Verlag Ernst & Sohn, Berlin.
- Wunderlich, T.; Staiger, R., 2008: „Schneller, weiter, effizienter, ...“ - Aktuelle Entwicklungen der Scannertechnik. In: Niemeier, W.; Schäfer, M.: Terrestrisches Laserscanning (TLS 2008). Beiträge zum 79. DVW-Seminar am 6. und 7. November 2008 in Fulda. Augsburg: Wißner-Verlag, 2008, S. 3-14.
- Wunderlich, T., 2009: Grundlagen der Vermessungskunde 2, Vorlesungsskript des 2. Semesters, Technische Universität München, Lehrstuhl für Geodäsie.
- Yang, J. S.; Liu, B. C.; Wang, M. C., 2003: Modelling of tunnelling-induced ground surface movements using stochastic medium theory. Tunnelling and Underground Space Technology 19, 2004, S.113-123.
- Zentrum Geotechnik der TU München, 2006: Schlussbericht zum wissenschaftlichen Begleitprogramm Erweiterung U6 Marienplatz, Prüfbericht 03819-U6Rat/162 vom 16.01.2006
- Zienkiewicz, O. C.; Taylor, R. L.; 1989: The Finite Element Method. 4 Edn. Vol. 1. McGraw-Hill, London.
- Züblin, 2004: Produktinformation zur Ausführung von Injektionen bei der U-Bahn-Baumaßnahme U3 Nord, Los 1 in München, nicht veröffentlicht.