

Bauhaus-Universität Weimar
Fakultät Bauingenieurwesen
Professur Grundbau

Diplomarbeit

Thema

Standsicherheitsanalyse und Bemessung eines Straßentunnels in stark wechselnden Gebirgsverhältnissen

Bearbeiter: Markus Reuter
Studiengang: Bauingenieurwesen
Seminargruppe: BD/04
Matrikel: 10023
Reg.-Nr.: BD/2006/14

Erstprüfer: Prof. Dr.-Ing. K.J. Witt
Bauhaus-Universität Weimar
Zweitprüfer: Dr. rer. nat. G. Aselmeyer
Bauhaus-Universität Weimar
Praxisbetreuer: Dipl.-Ing. Th. Hecht
DEGES, Berlin

Ausgabedatum: 22.12.2006
Abgabedatum: 22.06.2007

Aufgabenstellung

Ein Charakteristikum von Tunneln ist das Durchfahren stark wechselnder Gebirgsverhältnisse, die zum Zeitpunkt der Planung nur grob und ohne scharfe qualitative und quantitative Abgrenzung bekannt sind. In der Praxis löst man dieses Problem, indem man ausbruchbezogen eine Klassifizierung in Homogenbereiche vornimmt, für welche Bemessungsansätze definiert und daraus Klassen von Sicherungsmaßnahmen wie auch Ausbauquerschnitte abgeleitet werden. Bei der Ausführung werden anhand von klaren Kriterien nach dem Abschlag oder auch nach evtl. voreilenden Erkundungen die Gebirgsklasse und damit die erforderlichen Maßnahmen festgelegt.

Inhalt dieser Diplomarbeit ist es, für einen konkreten Straßentunnel den planerischen Schritt zwischen der Erkundung und Beschreibung des Gebirges und der Ausführungsplanung exemplarisch zu bearbeiten. Hierzu sind konkrete Unterlagen eines derzeit in Ausführung befindlichen Tunnels auszuwerten, aufzuarbeiten, Homogenbereiche und Sicherungsmaßnahmen festzulegen, Bemessungsansätze zu diskutieren und schließlich die Standsicherheit der Sicherung und der Tunnelchale nachzuweisen. Als Besonderheit sind Maßnahmen zur Beherrschung der komplexen Grundwasserverhältnisse in Varianten zu betrachten. Die Lösung ist schließlich bei der Standsicherheitsanalyse zu berücksichtigen. Im Einzelnen sind folgende Detailaufgaben zu bearbeiten:

1. Geologie und Besonderheiten
2. Projektbeschreibung,
3. Homogenbereiche, Bemessungsansätze
4. Grundwasserproblematik, Varianten und technisch-wirtschaftliche Bewertung
5. Tunnelstatik repräsentativer Querschnitte

Die Arbeit ist in enger Abstimmung mit den Betreuern durchzuführen. Nach einer Bearbeitungszeit von ca. 3 Wochen ist ein Arbeitsplan vorzulegen, der fortzuschreiben ist. Es sind monatlich Pflichtkonsultationen mit Bericht über die Ergebnisse und den Arbeitsfortschritt vorgesehen. Für das Diplomverfahren gilt die Prüfungsordnung der Fakultät Bauingenieurwesen. An der Professur Grundbau sind 2 Exemplare (auf Papier und digital auf CD-Rom) der Arbeit sowie eine internetfähige digitale Kurzfassung (im html- oder pdf-Format) abzugeben.

Prof. Dr.-Ing. K.J. Witt
Erstprüfer

Kurzübersicht

0 EINLEITUNG.....	1
1 BAUMAßNAHME.....	3
2 BAUGRUNDVERHÄLTNISSE.....	17
3 MAßNAHMEN ZUR BEHERRSCHUNG DES GRUNDWASSERS.....	37
4 MESSTECHNIK.....	63
5 STANDSICHERHEITSANALYSE EINES REPRÄSENTATIVEN QUERSCHNITTES.....	80
6 ZUSAMMENFASSUNG.....	100

Inhaltsverzeichnis

Abkürzungsverzeichnis	VII
Formelverzeichnis	VIII
Abbildungsverzeichnis	IX
Tabellenverzeichnis	XI
0 EINLEITUNG.....	1
1 BAUMAßNAHME.....	3
1.1 Vorbemerkung	3
1.2 Bauwerk.....	4
1.3 Sicherungsmaßnahmen.....	7
1.3.1 Allgemein	7
1.3.2 Spritzbeton	9
1.3.3 Betonstahlmatten	10
1.3.4 Ausbaubögen	11
1.3.5 Anker.....	12
1.3.6 Vorauseilende Sicherungen.....	14
1.3.6.1 Spieße.....	14
1.3.6.2 Rohrschirme.....	15
2 BAUGRUNDVERHÄLTNISSE	17
2.1 Regional geologischer Überblick	17
2.2 Morphologische Verhältnisse	21
2.3 Maßnahmen zur Baugrunduntersuchung.....	23
2.3.1 Baugrunderkundung.....	23
2.3.1.1 Bohrarbeiten	23
2.3.1.2 Bohrlochversuche	25
2.3.1.3 Grundwasserstandsmessungen.....	26
2.3.1.4 Geophysikalische Untersuchungen.....	27
2.3.2 Laboruntersuchungen	27
2.3.3 Kennwerte für Standsicherheitsuntersuchungen der Tunnel.....	28

2.4 Stratigraphie im Bereich des Tunnels	29
2.5 Geotechnische Homogenbereiche	30
2.6 Hydrogeologische Verhältnisse	32
2.7 Gebirgsverhältnisse entlang der Vortriebsachse	34
3 MAßNAHMEN ZUR BEHERRSCHUNG DES GRUNDWASSERS	37
3.1 Grundwasserproblematik	37
3.2 Varianten zur Beherrschung des Grundwassers	40
3.2.1 Vorlaufende Entwässerung in der Tunneltrasse	40
3.2.1.1 Variante 1 - Pilotstollen	40
3.2.1.2 Variante 2 - Ulmenstollen	42
3.2.2 Variante 3 - Grundwasserabsenkung mittels Brunnen von Übertage	45
3.2.3 Abdichtung und Ertüchtigung mittels Vereisung	48
3.2.3.1 Allgemeines	48
3.2.3.2 Variante 4 - Gefrierverfahren aus einem Stollen	50
3.2.3.3 Variante 5 - Gefrierverfahren von der Ortsbrust aus	53
3.2.4 Variante 6 – Injektionsverfahren	54
3.3 Bewertung der Varianten	57
3.4 Empfehlung zur Beherrschung der Grundwasserproblematik	61
4 MESSTECHNIK	63
4.1 Allgemeines	63
4.2 Messverfahren	64
4.2.1 Präzisionsnetzmessung	64
4.2.2 Verformungsmessung	65
4.2.2.1 Konvergenzmessung	65
4.2.2.2 Oberflächenmessung	66
4.2.2.3 Extensometermessung	66
4.2.2.4 Inklinometermessung	68
4.2.3 Vortriebsvermessung	69
4.3 Messprogramm am Schmücketunnel	70
4.4 Empfehlung für die Messtechnik	77

5 STANDSICHERHEITSANALYSE EINES REPRÄSENTATIVEN QUERSCHNITTES	80
5.1 Allgemeines	80
5.2 Stabzugberechnung mit Bettungsmodulverfahren	82
5.2.1 Vorbetrachtung.....	82
5.2.2 Lastannahmen	82
5.2.3 Berechnungsparameter.....	84
5.2.4 Schnittgrößenermittlung.....	88
5.2.5 Bewehrungsermittlung	92
5.2.6 Auswertung	96
6 ZUSAMMENFASSUNG	100
Literaturverzeichnis	102
Anlagen.....	106

Abkürzungsverzeichnis

Abb.	Abbildung
BAV	Bohrlochaufweitungsversuche
bzw.	beziehungsweise
ca.	circa
etc.	et cetera
FFH	Flora – Fauna – Habitat
ggf.	gegebenenfalls
GW_{\max}	maximaler Bemessungswasserstand
km	Kilometer
LF	Lastfall
lfd.	laufend
LFK	Lastfallkombination
m	Meter
NH	Normalhöhe
NHN	Normalhöhenull
NN	Normalnull
NÖT	Neue Österreichische Tunnelbauweise
rd.	rund
sog.	so genannt
Tab.	Tabelle
u. a.	unter anderen
u. U.	unter Umständen

Formelverzeichnis**Lateinische Buchstaben**

$A_{s1,(2)}$	Querschnittsfläche des Betonstahls in der Zugzone (Druckzone)
$A_{s,min}$	Mindestbewehrung
b	Breite
d	statische Nutzhöhe
$E_{c,(s)}$	Elastizitätsmodul für Normalbeton (Betonstahl)
f_{cd}	Bemessungswert der einaxialen Festigkeit des Betons
f_{ck}	charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons nach 28 Tagen
f_{ctm}	Mittelwert der zentrischen Zugfestigkeit des Betons
f_{yd}	Bemessungswert der Streckgrenze des Betonstahls
f_{yk}	charakteristischer Wert der Streckgrenze des Betonstahls
h	Höhe, Bauteildicke
M_{cr}	Rissmoment
M_{Ed}	Bemessungswert des einwirkenden Biegemoments
N_{Ed}	Bemessungswert der einwirkenden Normalkraft
R	Radius
z	Hebelarm der inneren Kräfte
z_{II}	Hebelarm der inneren Kräfte nach Rissbildung (Zustand II)
$z_{I,c1}$	Abstand von der Schwerachse bis zum Zugrand vor Rissbildung (Zustand I)

Griechische Buchstaben

α	Abminderungsbeiwert zur Berücksichtigung von Langzeiteinwirkungen
γ_c	Teilsicherheitsbeiwert für Beton
γ_s	Teilsicherheitsbeiwert für Stahlbeton
ϵ_c	Dehnung des Betons
μ_{cds}	bezogenes Moment der Betondruckkraft
v_{cd}	bezogene Betondruckkraft
$-\sigma_c$	Betondruckspannung

Abbildungsverzeichnis

Abb. 1.1: Lageplan – Schmücketunnel (Maßstab 1:200.000) [U1]	3
Abb. 1.2: Lageplan – Schmücketunnel (Maßstab 1:25.000) [U1]	5
Abb. 1.3: Spritzbeton im Schmücketunnel (2006-01-12)	10
Abb. 1.4: Betonstahlmatte im Schmücketunnel (2006-01-12).....	11
Abb. 1.5: Gitterträger auf der Tunnelbaustelle (2007-01-07)	12
Abb. 1.6: Ankerarten.....	13
Abb. 1.7: Herstellung der Spieße (links); Bohrwagen (rechts) [28]	15
Abb. 1.8: Herstellen des Rohrschirmes am Vortrieb Nordost – Schmücketunnel [28]	16
Abb. 2.1: Geologisches Längsprofil der Schmücke	17
Abb. 2.2: Ehemaliger Steinbruch bei Harras.....	20
Abb. 2.3: Erdfall ca. 1,5 km südlich des Schmücketunnels (2007-05-04).....	22
Abb. 2.4: Lageplan mit Bohransatzpunkten im Bereich des Weingartentals [U4]....	24
Abb. 2.5: Hydrogeologischer Längsschnitt [U2].....	33
Abb. 3.1: Brunnengalerie im Weingartental am 19.03.2007 (links); Schwerkraftbrunnen (rechts)	39
Abb. 3.2: Variante 1 – Vorlaufende Entwässerung durch Pilotstollen.....	41
Abb. 3.3: Variante 2 – Vorlaufende Entwässerung durch Ulmenstollen	43
Abb. 3.4: Variante 3 – Grundwasserabsenkung mittels Brunnen	46
Abb. 3.5: Methoden der Baugrundvereisung [7]	49
Abb. 3.6: Variante 4 – Gefrierverfahren aus einem Stollen	51
Abb. 3.7: Gefrierrohre im Pilotstollen – während der Montage (links) und im Betrieb (rechts) [8]	51
Abb. 3.8: Gefrieranlagen auf dem Marienhof in München [8]	52
Abb. 3.9: Anwendung der Injektionstechnik [31].....	56
Abb. 4.1: Stangenextensometer der Fa. GEODATA [32]	67
Abb. 4.2: Inklinometermessung beim Tunnelvortrieb [17].....	69
Abb. 4.3: Präzisionsnetz am Schmücketunnel, aufgestellt von der INTERMETRIC GmbH.....	71
Abb. 4.4: Festpunkt des Vortriebsnetzes im Schmücketunnel.....	72
Abb. 4.5: Lage der Konvergenzmeßpunkte im Haupttunnel	73
Abb. 4.6: Auswertung der Konvergenzmessung.....	74

Abb. 4.7: Auswertung der Profilkontrolle	76
Abb. 4.8: Nachprofilierung des Ausbruchquerschnittes	77
Abb. 4.9: INTERMETRIC-Tunnel-Scan [33]	78
Abb. 5.1: Querschnitt Typ III mit tiefem Sohlgewölbe $d = 60$ cm	81
Abb. 5.2: Gesamtbiegebewehrung (erd- und luftseits) der Varianten – First	96
Abb. 5.3: Gesamtbiegebewehrung (erd- und luftseits) der Varianten – Ulme	97

Tabellenverzeichnis

Tab. 1.1: Bauwerkslängen [U4]	5
Tab. 1.2: Übersicht über die Bauabschnitte (Längenangaben bezogen auf Weströhre) [U4]	6
Tab. 2.1: Versuche in den Kernbohrungen	26
Tab. 2.2: Kennwerte für statische Berechnungen [U1]	29
Tab. 2.3: Stratigraphische Einordnung der vorherrschenden Gesteine	30
Tab. 2.4: Kriterien für die Ausweisung in Homogenbereiche	31
Tab. 2.5: Homogenbereiche und stratigraphische Zuordnung	31
Tab. 3.1: Variantenvergleich	59
Tab. 3.2: Vorabdichtungs- und Ableitungsverfahren	61
Tab. 5.1: Berechnungsparameter für die Standsicherheitsanalyse ($E_v = 50 \text{ MN/m}^2$)	86
Tab. 5.2: Berechnungsparameter für die Standsicherheitsanalyse ($E_v = 100 \text{ MN/m}^2$)	87
Tab. 5.3: Ermittlung der Biege- und Dehnsteifigkeiten der Innen- und Außenschale	88
Tab. 5.4: Schnittgrößen und erforderliche Bewehrung ($E_v = 50 \text{ MN/m}^2$)	90
Tab. 5.5: Schnittgrößen und erforderliche Bewehrung ($E_v = 100 \text{ MN/m}^2$)	91
Tab. 5.6: Algorithmus für Rechteckquerschnitte mit einfacher Bewehrung	92
Tab. 5.7: Algorithmus für Rechteckquerschnitte mit doppelter Bewehrung	93
Tab. 5.8: Erforderliche Bewehrungsmenge	95

0 Einleitung

Für den Bauingenieur gehört der Tunnelbau auf Grund seiner Komplexität zu den interessantesten, faszinierendsten, zugleich aber auch zu den schwierigsten Aufgaben in seinem Tätigkeitsbereich. Bei der Planung eines Tunnelbauwerkes stehen mehrere Faktoren in direkter Beziehung, wie beispielsweise die vorherrschenden Gebirgsverhältnisse, die gewählte Konstruktion und das angewendete Bauverfahren. Durch die komplexe Wechselwirkung von Bauwerk und Gebirge unterscheidet sich der Tunnelbau maßgeblich von den anderen anspruchsvollen Bauingenieurdisziplinen wie Brücken-, Tief- und Industriebau sowie dem allgemeinen Hochbau.

Ein Charakteristikum von Tunneln ist das Durchfahren stark wechselnder Gebirgsverhältnisse, die zum Zeitpunkt der Planung nur grob und ohne scharfe qualitative und quantitative Abgrenzung bekannt sind. Da aufgrund ihrer tektonischen Entstehungsgeschichte die meisten Gebirge heterogen aufgebaut sind, müssen bei der Bemessung von Tunnelbauwerken die Streuungen der geologischen und gebirgsmechanischen Parameter berücksichtigt werden, die beispielsweise aus Trennflächen, wie Schichtungen und Klüftungen resultieren.

Ziel dieser Diplomarbeit ist es, in Zusammenarbeit mit der Praxis die wesentlichsten Schwierigkeiten beim Bau des Schmücketunnels zu eruieren und anschließend eine Empfehlung für weitere Baumaßnahmen auszusprechen. Hierzu dienen die Planungsunterlagen des derzeit in Ausführung befindlichen Tunnels, die im Zuge der Bearbeitung dieser Arbeit ausgewertet und aufgearbeitet werden.

Des Weiteren werden Varianten für die Beherrschung der komplexen Grundwasserverhältnisse diskutiert und diese einer technisch-wirtschaftlichen Bewertung in Form eines Variantenvergleiches unterzogen. Anschließend folgt die Nennung der Vorzugsvariante.

Darüber hinaus erfolgt in der vorliegenden Arbeit eine Analyse der beim Schmücketunnel angewendeten Messtechnik. Daraus resultierend sollen

Empfehlungen hinsichtlich der messtechnischen Überwachung für die Errichtung zukünftiger Tunnelbauwerke gegeben werden.

In einem weiteren Kapitel werden Bemessungsansätze eines repräsentativen Querschnittes diskutiert und schließlich eine Standsicherheitsanalyse für die Tunnelinnenschale durchgeführt. Auf Grund der großen Bandbreite der in den Bodengutachten angegebenen Gebirgskennwerte erfolgt die Berechnung verschiedener Varianten bezüglich der erforderlichen Bewehrungsmengen.

Um eine Balance zwischen wissenschaftlichem Arbeiten und den Erfahrungen aus der Praxis zu schaffen, sehe ich die Unterstützung durch die Professur Grundbau der Bauhaus-Universität Weimar sowie durch das Unternehmen DEGES in Berlin als grundlegende Voraussetzung für die inhaltliche Vollständigkeit der vorliegenden Diplomarbeit an.

1 Baumaßnahme

1.1 Vorbemerkung

Im Auftrag des Freistaates Thüringen plante die DEGES (Deutsche Einheit Fernstraßenplanungs- und bau GmbH, Berlin) den Bau des nördlichen Abschnitts der Bundesautobahn A 71 zwischen dem Autobahndreieck Oberröblingen (A 38) und der Anschlussstelle Erfurt – Bindersleben (B 7).

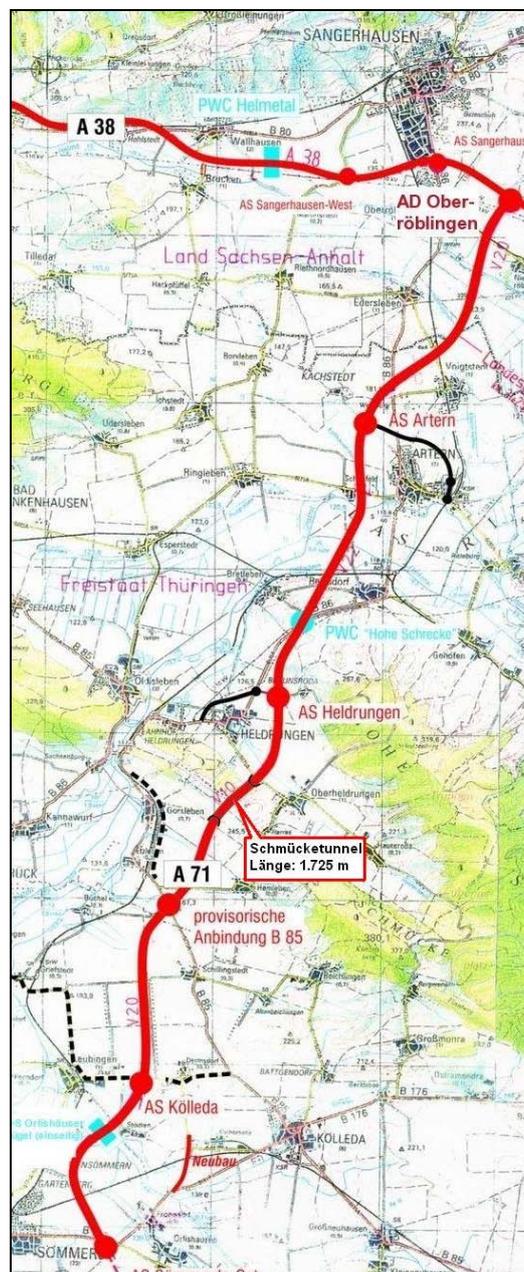


Abb. 1.1: Lageplan – Schmücketunnel (Maßstab 1:200.000) [U1]

Etwa 50 km nördlich von Erfurt und etwa 5 km östlich der sog. Thüringer Pforte quert die Trasse den Höhenzug der Schmücke (235 m ü. HN) und damit ein geplantes FFH – Gebiet (Flora–Fauna–Habitat). Nach eingehenden Trassen- und Gradientenuntersuchungen, Kostenvergleichen und umweltbezogenen Abwägungen fiel die Entscheidung, den ganzen Streifen des FFH – Gebiets entlang der Schmücke mit dem sog. Schmücketunnel zu unterfahren.

Für die Zusammenfassung der geologischen und hydrogeologischen Baugrundverhältnisse im Bereich des Schmücketunnels wurden im Wesentlichen folgende Unterlagen verwendet:

- [U1] Ingenieurgeologisches Gutachten für das Bauwerk BW 5343/05 Schmücketunnel, GuD Geotechnik und Dynamik Consult GmbH, Berlin, Stand 14.09.2004
- [U2] Hydrogeologisches Gutachten für das Bauwerk BW 5343/05 Schmücketunnel, GuD Geotechnik und Dynamik Consult GmbH, Berlin, Stand 23.08.2004
- [U3] Tunnelbautechnisches Gutachten für das Bauwerk BW 14 Schmücketunnel, Ingenieurbüro MÜLLER + HERETH, Freilassing, Stand 02/2005
- [U4] Bauwerksentwurf für das Bauwerk BW 14 Schmücketunnel, Ingenieurbüro MÜLLER + HERETH, Erfurt, Stand 11/2005

1.2 Bauwerk

Der bergmännisch aufgefahrenen Schmücketunnel unterquert den Höhenzug der Schmücke zwischen Bau-km 20+370 und 22+095 und weist somit eine Länge von 1.725 m auf.

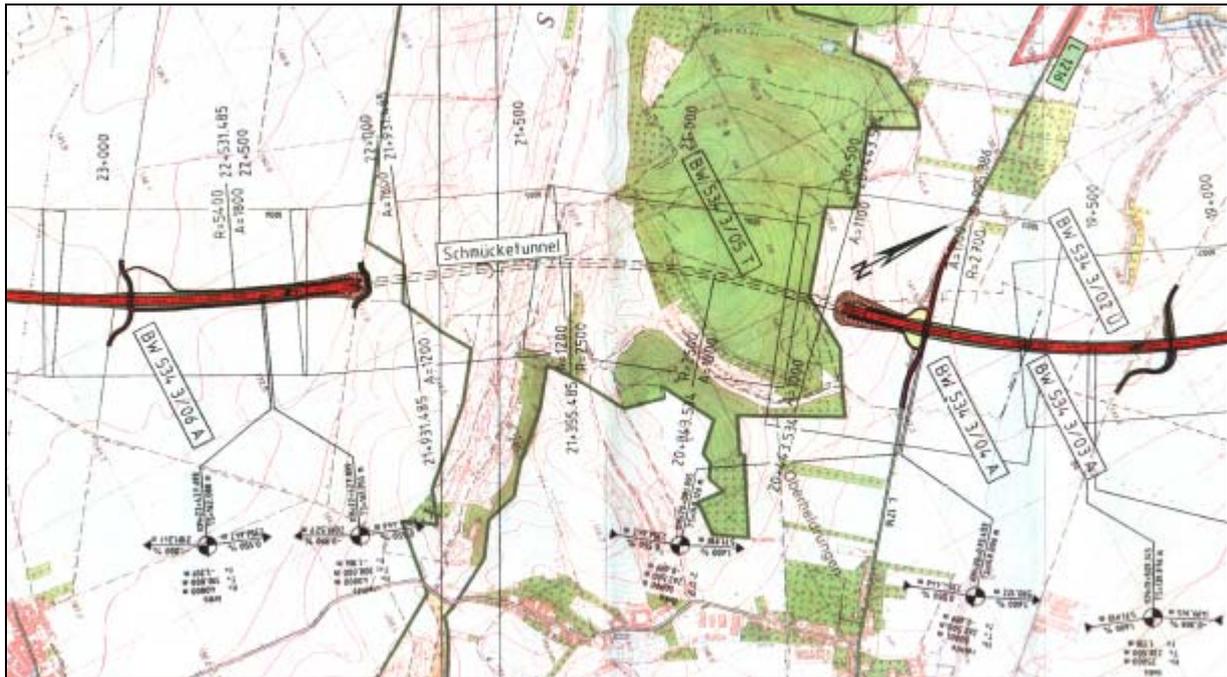


Abb. 1.2: Lageplan – Schmücketunnel (Maßstab 1:25.000) [U1]

Dieses Bauwerk besteht aus zwei je zweispurigen Tunneln (Ausbruchquerschnitte ca. 100–120 m²) mit einem Achsabstand von ca. 22 m. Der verbleibende Gebirgskern zwischen den Röhren beträgt etwa 10 m. Die beiden Röhren sind im Abstand von 287,5 m durch fünf Querstollen mit Ausbruchquerschnitten von 30 m² (Rettungsüberfahrten) und 20 m² (begehbare Fluchtstollen) miteinander verbunden. Im Bereich des zweiten und vierten Querstollens sind zwei 60 m lange Pannenbuchten (Ausbruchquerschnitt ca. 135 m²) angeordnet, die eine Aufweitung des Tunnelquerschnitts um 2,50 m erfordern.

Das gesamte Tunnelbauwerk verläuft in einem Linksbogen mit einem Radius von $R > 2500$ m. Daraus ergeben sich für diese beiden Röhren folgende Bauwerkslängen:

Abschnitt	Länge
Streckenachse	1.725,00 m
Oströhre	1.720,81 m
Weströhre	1.729,46 m

Tab. 1.1: Bauwerkslängen [U4]

Die Gradiente steigt, vom Nordportal kommend, mit 1,6 % bis zu ihrem Höhepunkt etwas südlich der Tunnelmitte. Danach fällt die Gradiente in Richtung Südportal

mit 1 %. Die maximale Überdeckung des Tunnels beträgt etwa 63 m, die minimale im Weingartental 16 m.

Das Lichtraumprofil berücksichtigt gemäß RQ 26 t für die beiden im Richtungsverkehr befahrenen Tunnelröhren je zwei Fahrstreifen mit einer Breite von 3,50 m. Zuzüglich der jeweils beidseitig angeordneten Randstreifen (2 x 0,25 m) und Notgehwege von jeweils 1,0 m Breite ergibt sich eine Gesamtbreite des Lichtraumes von 9,5 m.

Auf Grund der vorhandenen wechselnden Gebirgsverhältnisse und des großen Tunnelquerschnitts wurde der Schmücketunnel nach den Prinzipien der „Neuen Österreichischen Tunnelbauweise“ (NÖT) aufgefahren. An Südportal und Nordportal erfolgte die Herstellung des Tunnelbauwerkes auf einer Strecke von 20 m in offener Bauweise, der Rest, mit Ausnahme kurzer Luftbogenstrecken, in bergmännischer Bauweise.

Das Bauwerk gliedert sich bezüglich der Bauverfahren von Norden nach Süden in folgende Abschnitte:

Bauabschnitt	ca. Länge [m]
Voreinschnitt – Nord	210,00
Offene Bauweise – Nord	17,80
Luftbogenstrecke – Nord	2,60
Bergmännischer Abschnitt	1.664,56
Offene Bauweise – Süd	17,60
Luftbogenstrecke – Süd	26,90
Voreinschnitt – Süd	215,00

Tab. 1.2: Übersicht über die Bauabschnitte (Längenangaben bezogen auf Weströhre) [U4]

Da der Tunnel ein FFH – Gebiet unterquert, ist es erforderlich, dass sich nach Bauende der ursprüngliche Bergwasserspiegel wieder einstellen kann. Auf Grund dessen ist das Bauwerk als zweischaliger, gebirgs- und wasserdruckhaltender Tunnel, mit einem zwischen Außen- und Innenschale liegendem Abdichtungssystem aus Kunststoffolie, geplant. Der natürliche Bergwasserspiegel, der sich nach Bauende weitestgehend wieder einstellen wird, liegt mit Ausnahme eines kurzen Abschnittes südlich des Nordportals über den Tunnelfirsten. Das Bergwasser ist als stark betonangreifend klassifiziert.

Der Ausbau der beiden Tunnelröhren erfolgte, wie bereits erwähnt, zweischalig – ein Sicherungsverbau (Außenschale) und eine Betonauskleidung (Innenschale). Die im Regelfall 40 cm starke, bewehrte Betoninnenschale wird in Sichtbetonqualität hergestellt und weist eine Regelblocklänge von 12 m auf. Abweichend davon werden die Tunnelabschnitte mit hohen Gebirgslasten sowie Belastungen infolge des Wasserdruckes und den daraus resultierenden sehr geringen Gebirgsfestigkeiten, wie beispielsweise die Bereiche im Röt und Mittleren Muschelkalk (näheres im 2. Kapitel), mit einer 60 cm starken Betoninnenschale hergestellt. Die Herstellung der Innenschale aus Stahlbeton (C 30/37, XD1) wird durch zwei Schalwagen realisiert. In den Einfahrtsbereichen sind mit XD2 und XF2, hinsichtlich der Betonrezeptur der Innenschale, höhere Expositionsklassen vorgesehen. Für die Portale und portalnahen Blöcke in offener Bauweise gelten darüber hinaus die Anforderungen gemäß Expositionsklasse XA2.

Die einzelnen Querschnitte des Schmücketunnels wurden mit einem geschlossenen Sohlgewölbe geplant, welches in Abhängigkeit von der Lage des Bergwasserspiegels mehr oder weniger ausgerundet wurde.

Die zu dem Tunnelbauwerk gehörigen Betriebsgebäude werden an der westlichen Seite des Nordportals und an der östlichen Seite des Südportals errichtet.

1.3 Sicherungsmaßnahmen

1.3.1 Allgemein

Tunnelbauwerke, die in einem Gebirge mit nicht ausreichender Stehzeit aufgefahren werden, erfordern den Einbau von Sicherungselementen, welche die Eigentragfähigkeit des Gebirges unterstützen und verbessern. Dabei dienen die Sicherungsmaßnahmen als Bewehrung oder Randverstärkung des Gebirges. Durch die biegeeweiche, verformbare Randverstärkung wird das Tragvermögen des Gebirges erhöht. Des Weiteren werden durch den Einbau von Sicherungen diverse Nachbrüche und Auflockerungen reduziert bzw. vermieden.

Bei standfestem Gebirge kann auf eine Sicherung des anstehenden Gebirges verzichtet werden, wobei allerdings der Arbeitsschutz, wie beispielsweise das Tragen eines Bauhelms beim Betreten der Tunnelröhren, eingehalten werden muss. Wenn

die Standfestigkeit des Gebirges nicht sicher gewährleistet werden kann, ist eine Sicherung notwendig, die direkt nach dem Ausbruch eingebaut wird. Für die Einbauzeit der Elemente ist nicht nur die Sicherung in den Firsten und Ulmen von Bedeutung, sondern auch der Ringschluss der gesamten Konstruktionselemente [4].

Folgende Sicherungsmaßnahmen finden beim Tunnelbau Anwendung:

- Spritzbeton (bewehrt oder unbewehrt), Stahlfaserspritzbeton
- Stahlbögen (TH-Profile etc.)
- Gitterträger
- Anker
- Verzugsbleche, Kanaldielen
- Spieße
- Beton

Wie bereits im Kapitel 1.2 beschrieben, erfolgte die Herstellung der beiden Tunnelröhren in bergmännischer Bauweise nach den Prinzipien der „Neuen Österreichischen Tunnelbauweise“. Der Tunnelausbruch wurde im Gegenvortrieb zeitgleich von Nord nach Süd sowie mit einem geringen zeitlichen Versatz parallel in beiden Röhren betrieben. Der Einbau der Sicherungselemente erfolgte direkt nach dem Ausbruch, so dass Gebirgsauflockerungen, Nachbrüche und Bewegungen reduziert wurden. Des Weiteren sollte schnell ein kraftschlüssiger Verbund mit dem Gebirge hergestellt werden, um somit die Belastung der endgültigen Auskleidung zu minimieren. Dabei bestand die Vortriebssicherung, welche den lokalen Gebirgsverhältnissen angepasst wurde, im Wesentlichen aus einer Kombination von Spritzbeton, Betonstahlmatten, Stahlbögen und Ankerelementen. Bei Bedarf wurden vorausseilende Sicherungen verbaut, wie beispielsweise Spieße und Rohrschirme.

Die folgenden Kapitel beschreiben die angewendeten Sicherungsmaßnahmen beim Bau des Schmücketunnels, wie in [U4] S. 12 ff. erläutert.

1.3.2 Spritzbeton

Nach dem Ausbruch wird der Spritzbeton direkt auf das Gebirge aufgebracht, um die Oberfläche zu versiegeln und einer Gebirgsauflockerung entgegenzuwirken. Zur Steigerung der Tragfähigkeit wird der Spritzbeton zusätzlich mit Bewehrungsmatten kombiniert. Bei besonderen Anforderungen wird Stahlfaserspritzbeton eingesetzt.

Die Spritzbetonschale ist durch ihre elastoplastischen Eigenschaften charakterisiert, vor allem im frisch eingebauten Zustand. Nach der Erhärtung können die Verformungen nur bedingt ohne Risse und Abplatzungen kompensiert werden. Durch die Rissbildung in der erhärteten Spritzbetonschale können somit frühzeitig Bewegungen des Tunnels visuell erkannt und daraus mögliche Standsicherheitsprobleme abgeleitet werden.

Weitere Vorteile bei der Anwendung von Spritzbeton im Tunnelbau sind:

- Auftragen und Verdichten erfolgt in einem Arbeitsgang
- ohne Schalung auch Überkopf anwendbar
- hohlraumfreier Anschluss an das Gebirge
- hoher Haftverbund mit dem Untergrund (Gebirge – Spritzbeton)
- verschiedene Schichtstärken in einem Arbeitsgang realisierbar
- beliebige Formgebung
- frühes Aufbringen auch in Teilbereichen
- im Erhärtungsstadium relativ biegeweich
- in Kombination mit Ankern, Bewehrung, Stahlbögen etc. einsetzbar

Bei der Sicherung im Schmücketunnel kam Spritzbeton der Güte C 25/30 zum Einsatz. Die Frühfestigkeit sollte nach 12 Stunden mindestens 5 N/mm² und nach 24 Stunden 10 N/mm² betragen. Des Weiteren durfte ausschließlich Spritzbeton ohne Beschleuniger bzw. mit alkalifreiem Beschleuniger verwendet werden. Die für das Spritzverfahren notwendige Erstarrungsbeschleunigung und Frühfestigkeitsentwicklung wurde durch die Verwendung spezieller Spritzzemente herbeigeführt. Hierbei wurde auf Erstarrungsbeschleuniger verzichtet bzw. alkalifreier Erstarrungsbeschleuniger verwendet. Außerdem konnten zur Verbesserung der

Dichtigkeit und einer daraus resultierenden Verringerung der Auslaugbarkeit dem Spritzbeton Flugasche oder Silica – Stoffe zugegeben werden.

Die Grundlage für die Herstellung und Prüfung von Spritzbeton bei der betrachteten Tunnelbaustelle war die DIN 18551 [22] und die ZTV-ING Teil 5, Abschnitt 1 [23].

Die Abb. 1.3 zeigt die Spritzbetonschale mit der temporären Lüftungseinrichtung des Schmücketunnels:



Abb. 1.3: Spritzbeton im Schmücketunnel (2006-01-12)

1.3.3 Betonstahlmatten

Als Bewehrung der Spritzbetonschale wurden Betonstahllagermatten BSt 500 M mit einer Maschenweite von 150 x 150 mm eingebaut (Abb. 1.4). Eine ausreichende Betondeckung zwischen Gebirge und Lagermatte konnte durch das Aufbringen von Versiegelungsspritzbeton vor dem Einbau der äußeren Mattenlage gewährleistet werden.

Als Bewehrungsanschlüsse in den Arbeitsfugen wurden Stabstähle eingebaut.

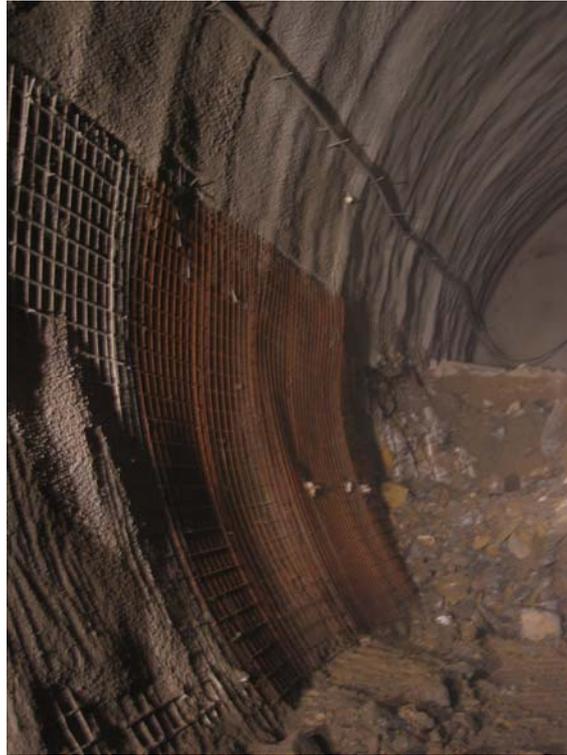


Abb. 1.4: Betonstahlmatte im Schmücketunnel (2006-01-12)

1.3.4 Ausbaubögen

Ausbaubögen dienen der Sofortsicherung des Gebirges im Ortsbrustbereich unmittelbar nach dem Ausbruch sowie zum Schutz des Arbeitsraumes, bis die Spritzbetonsicherung genügend Festigkeit erreicht hat. Auf Grund dieser Bedeutung kommen diese Stahlprofile vor allem in nachbrüchigem, nicht standfestem und druckhaftem Gebirge zur Anwendung. Des Weiteren fungieren diese Stahlbögen beim Auftragen des Spritzbetons als Lehre zum Einhalten des Profils. Bei dem Einbau von vorausseilenden Sicherungen, wie beispielsweise Spießen, dienen die Stahlbögen zusätzlich als Auflager.

Allerdings entwickeln diese Ausbaubögen ihre volle Tragwirkung erst, wenn sie einen geschlossenen Ring bilden. Da jedoch im Tunnelbau die Ausbaubögen selten nach jedem Abschlag als geschlossener Ring eingebaut werden, besitzen diese nur ein geringes Tragvermögen.

Die Bogenabstände entsprechen in der Regel den Angriffstiefen. Im Tunnelbau kommen je nach Gebirgsverhalten und Ausbaukonzept folgende Ausbaubögen zum Einsatz:

- Vollwandprofile einsteigig (GI-, HEA- und HEB-Profile, etc.)
- Vollwandprofile zweisteigig (U- und TH-Profile)
- Gitterträger als 3- oder 4-Gurtträger mit Rundstahl-Fachwerkstegen
- Sternprofile

Beim Schmücketunnel wurden unmittelbar nach dem Ausbruch sog. 3-Punkt Gitterträger, wie auf dem folgenden Baustellenbild (Abb. 1.5) ersichtlich, eingebaut. Diese eingesetzten Gitterträger sind wirtschaftlich und baubetrieblich gesehen viel günstiger im Vergleich zu den Vollwandträgern, da sie bei gleicher Biegesteifigkeit ein geringeres Gewicht je Meter Trägerlänge besitzen.



Abb. 1.5: Gitterträger auf der Tunnelbaustelle (2007-01-07)

1.3.5 Anker

Ein weiteres Sicherungselement im Tunnelbau sind Anker bzw. Ankersysteme, die häufig in Verbindung mit Spritzbeton zur nachträglichen Sicherung des Gebirges verwendet werden.

Anker sind Zugelemente, welche die Aufgabe der Bewehrung übernehmen und somit die Tragwirkung des Gebirges verstärken. Im vorgespannten Zustand können sie Druckspannungen im anstehenden Gebirge erzeugen. Allerdings werden im Tunnelbau hauptsächlich schlaffe Anker in Bohrlöcher eingesetzt, sog. Gebirgsanker

oder Felsnägel. Eine eingehende Beschreibung der Begriffe und Bezeichnungen von Gebirgsankern ist mit der DIN 21521-1 „Gebirgsanker für den Bergbau und den Tunnelbau“ [24] gegeben. Hinsichtlich ihres Tragverhaltens unterscheidet man Haftanker, die formschlüssig mit dem Gebirge verbunden sind (Abb. 1.6 a bis 1.6 c), und Anker, die kraftschlüssig mit dem Gebirge verbunden sind (Abb. 1.6 d). Des Weiteren gibt es Anker, die beide Trageigenschaften vereinen, den formschlüssigen und den kraftschlüssigen Verbund mit dem anstehenden Gebirge (Abb. 1.6 e) [5].

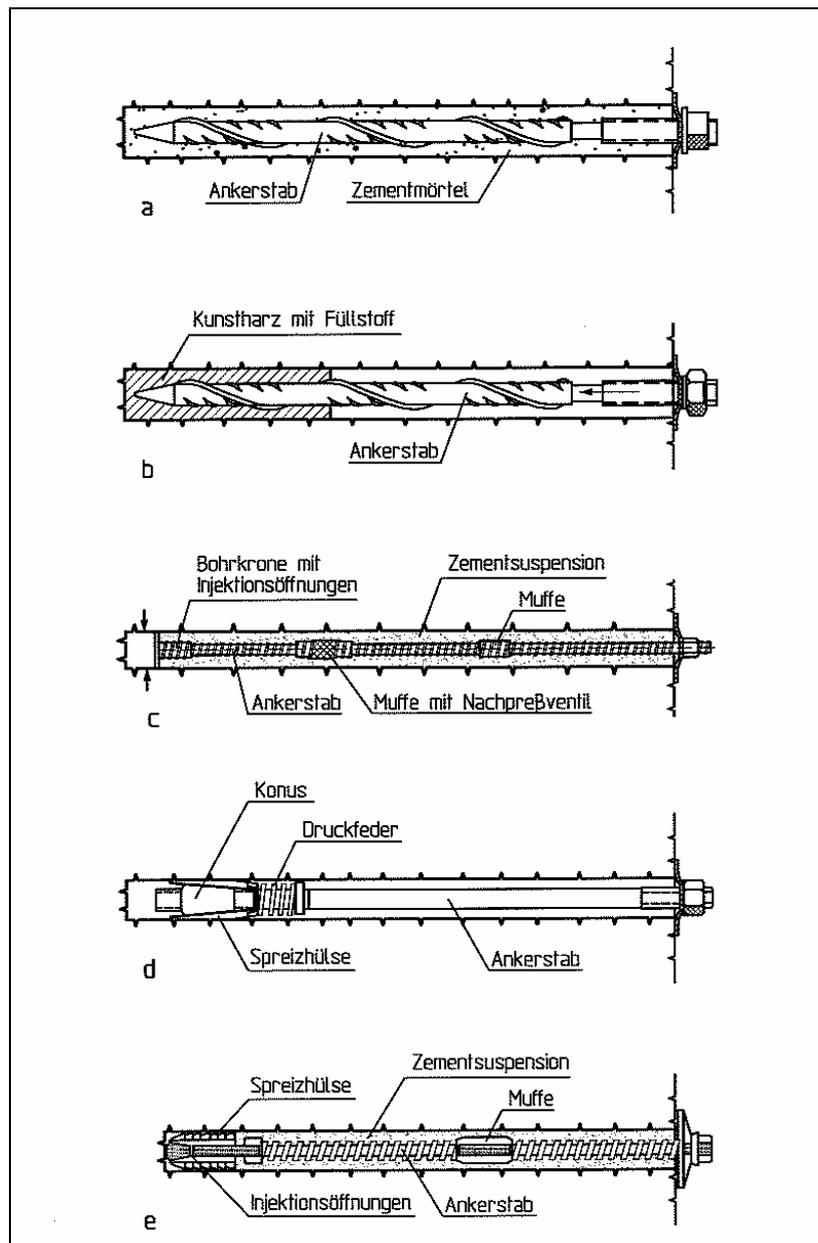


Abb. 1.6: Ankerarten: a) Zementmörtelanker (SN-Anker); b) Kunstharzklebeanker; c) Injektionsbohranker (IBO-Anker); d) Spreizanker; e) Injektionsanker mit Spreizhülle [5; S. 31]

Im Schmücketunnel hing der Einbau bezüglich Typ, Anzahl und Länge der Anker von den jeweiligen angetroffenen Gebirgsverhältnissen während des Vortriebs und den Messergebnissen ab. Als Ankersicherung kamen hauptsächlich Vollverbundanker – Mörtelanker (SN-Anker) zum Einsatz. In einzelnen Bereichen wurden selbstbohrende Anker (SB-Anker) eingebaut, vgl. [U4, S. 15-16].

1.3.6 Vorauseilende Sicherungen

1.3.6.1 Spieße

Zur vorauseilenden Sicherung des Arbeitsraumes an der Ortsbrust werden in nachbrechenden Gebirgsarten zur Begrenzung des Überprofils, zur Vermeidung von Auflockerungen und Nachbrüchen und zum Schutz der Mineure gegen herabfallendes Gestein, sog. Stahlspieße eingesetzt. Diese vorauseilende Sicherungsmaßnahme im Tunnelbau geht aus der Ankertechnik hervor. Allerdings werden die Spieße, im Gegensatz zu den Ankern, im Firstbereich des Tunnels fast parallel zur Tunnelachse in Form eines Fächers angeordnet. Darüber hinaus erfolgt der Einbau dieser Stahlspieße vor dem Ausbruch des darunter liegenden Abschlags.

Auch beim Bau des Schmücketunnels wurden an der Ortsbrust zur vorauseilenden Sicherung Stahlspieße fächerförmig eingebracht. Die Mindestlänge der Spieße entsprach etwa der dreifachen Angriffstiefe. Der gegenseitige Abstand betrug maximal 30 cm. Beim Vortrieb des Schmücketunnels waren für den Einbau der Spieße folgende drei Ausführungsarten vorgesehen:

- Eingerammte Spieße (Rammspieße)
- Vermörtelte Spieße (Mörtelspieße)
- Injektionsbohrspieße (IBO – Spieße)

Die Rammspieße mit einem vorgeschrieben Mindestdurchmesser von 32 mm wurden ausschließlich maschinell in vorgebohrte Löcher mittels Rammhammer eingeschlagen. Dabei ist der Durchmesser der aus Stahlrohren bestehenden Spieße geringfügig größer als der Durchmesser der zugehörigen Bohrlöcher.

Die Mörtelspieße mit ebenfalls einem Mindestdurchmesser von 32 mm wurden analog den SN-Ankern hergestellt. Der Einbau dieser Spieße, bestehend aus Betonstabstählen, erfolgte in mörtelgefüllten Bohrlöchern. Durch Verwendung eines Abbindebeschleunigers bzw. durch Verwendung eines schnell abbindenden Ankermörtels war sichergestellt, dass der Mörtel bereits zu Beginn der nachfolgenden Ausbrucharbeiten eine ausreichende Anfangsfestigkeit besaß.

Die Injektionsbohrspieße mit einem vorgeschriebenen Mindestdurchmesser von 36 mm wurden, analog der selbstbohrenden Injektionsanker, in die anstehende Ortsbrust eingebaut. Dabei bestand diese Ausführungsvariante aus Stahlrohren mit verlorenen Bohrkronen, durch die beim Bohren gespült und die Bohrlöcher mit dem umgebenden Gebirge, nach Erreichen der vorgesehenen Tiefe, verpresst wurden.

Die folgende Abbildung (Abb. 1.7) zeigt die Herstellung der Spieße an der Ortsbrust (linkes Bild) und den zugehörigen Bohrwagen (rechtes Bild) [5].



Abb. 1.7: Herstellung der Spieße (links); Bohrwagen (rechts) [28]

1.3.6.2 Rohrschirme

In Fällen, in denen die im vorangegangenen Kapitel 1.3.6.1 beschriebenen Spieße keine ausreichende Sicherheit bieten, kommen bei der Spritzbetonbauweise, zur vorausseilenden Sicherung, sog. Rohrschirme zum Einsatz. Die Anwendung dieser Sicherungsmaßnahme erfolgt bevorzugt in kohäsionslosen und nachbrechenden Gebirgsarten, vor allem bei der Unterfahrung von Straßen und Gebäuden mit

geringer Überdeckung. Des Weiteren werden sie bei Durchquerung von Geröllfeldern im Lockergestein angewendet, die bei den meisten Tunnelbaustellen im Felsgestein auf den ersten 50 – 250 m anzutreffen sind. Rohrschirme werden, wie die bereits erwähnten Spieße, über eine bestimmte Länge, die abhängig von der Ausbruchkontur ist, dem Vortrieb vorausgehend hergestellt. Allerdings sind die Rohrschirme auf Grund der Abmessungen ihrer einzelnen Rohre wesentlich stabiler als Spieße und reichen dem Vortrieb weiter voraus.

Beim Bau des Schmücketunnels war auf Grund des nachbrüchigen und zum Teil druckhaften Gebirgsverhaltens, insbesondere im Bereich des Unteren und Oberen Buntsandsteins sowie des Mittleren Muschelkalks und des Unteren Keupers, ein abschnittsweiser Tunnelvortrieb mittels Rohrschirm vorgesehen. Der Rohrschirm überspannte den gesamten Kalottenquerschnitt. Hierzu wurden ca. 15 m lange Stahlventilrohre DN 139 mm im Abstand von ca. 30 cm in ein bzw. zwei Lagen eingebracht und mit Zement injiziert. Außerdem war zwischen jeweils zwei Rohrschirmabschnitten eine Überlappung von mindestens 5 m vorgeschrieben.

Die folgenden Bilder (Abb. 1.8) zeigen die Herstellung des Rohrschirmes am Vortrieb Nordost.



Abb. 1.8: Herstellen des Rohrschirmes am Vortrieb Nordost – Schmücketunnel [28]

2 Baugrundverhältnisse

2.1 Regional geologischer Überblick

Der Höhenzug der Schmücke liegt an einem nordwestlichen Ausläufer der Finne-Störung. Dabei durchörtert der Tunnel nahezu vollständig die Formationen der Trias, speziell werden beim Tunnelvortrieb von Norden nach Süden die Gesteine vom Unteren Buntsandstein bis zum Unteren Keuper durchfahren. Das in der Abb. 2.1 stark überhöht dargestellte geologische Längsprofil gibt einen Überblick über die vorherrschenden Formationen der Trias im Bereich des Schmücketunnels. Ein detaillierter tunnelbautechnischer Längsschnitt, mit genaueren Angaben über die vorhandenen Gesteine im Bereich des Tunnels, ist in der Anlage 1 dieser Arbeit enthalten.

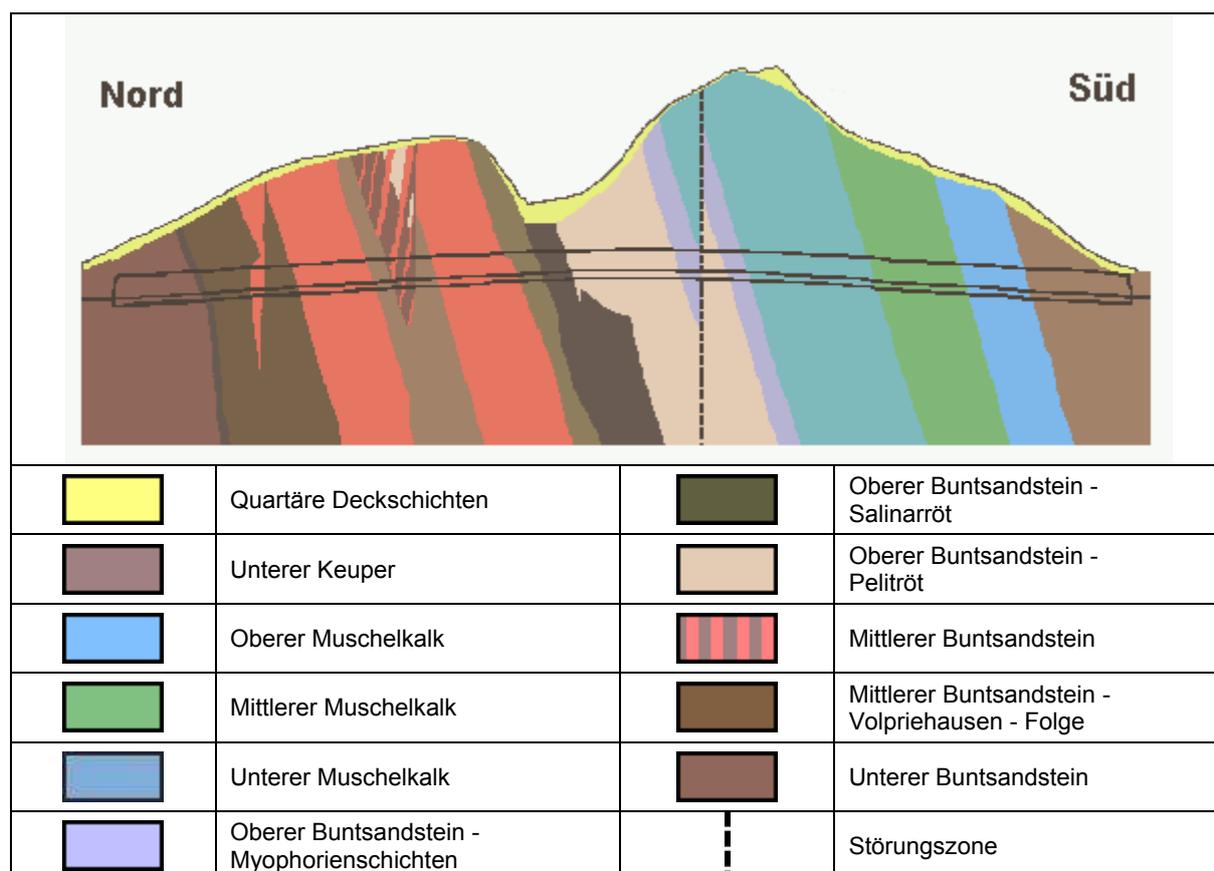


Abb. 2.1: Geologisches Längsprofil der Schmücke

Unter dieser Schichtfolge, ungefähr 150 m unter Tunnelniveau im Bereich des Nordportals, stehen Auslaugungsrückstände der salz-, gips- und anhydritführenden Gesteine des Zechsteins an.

Die Schichten des Unteren und Mittleren Buntsandsteins bestehen aus Sand- und tonigen Schluffsteinen.

Der auch als Röt bezeichnete Obere Buntsandstein bestand ursprünglich vor allem aus salz-, gips- und anhydritführenden Schichten, tonigen Schluffsteinen und Mergellagen. Aufgrund der Auslaugung von Gips und Salz unter dem Tunnelniveau musste der Tunnel in den Rückstandsbildungen des Röts aufgefahren werden. Dieser Sachverhalt stellte erschwerte Anforderungen an die Planer und die ausführenden Firmen. Die obersten Gesteinsfolgen des Oberen Buntsandsteins bestehen aus plattigen Kalken und ebenfalls tonigen Schluffsteinen.

In den Schichten des Unteren und Oberen Muschelkalks herrschen Kalksteine vor, während die Schichten des Mittleren Muschelkalks aus Dolomiten und Rückstandsbildungen ehemals salz- und gipsführender Gesteinsfolgen bestehen.

Im südlichen Teil des Tunnels wurden Gesteine des Unteren Keupers, dem sog. Lettenkeuper, angefahren.

Der Höhenzug der Schmücke ist in seiner Entstehung durch tektonische Bewegungen und durch Salztektunik geprägt worden. Vor allem durch Auslaugungen in den Schichten des unterlagernden Zechsteins, des Röts und des Mittleren Muschelkalks kam es zur Ausbildung von Störungszonen, Auflockerungen und Verstellungen der darüber lagernden Gesteinsverbände.

Die Schmücke besteht aus einem nördlich gelegenen Sandsteinrücken und einem südlich gelegenen Kalksteinrücken. Diese beiden Höhenzüge verlaufen fast rechtwinklig zur geplanten Tunnelachse. Das Weingartental, welches als subrosiv (Rötauslaugung) und erosiv gebildete Rinnenstruktur zu deuten ist, befindet sich zwischen diesen beiden Höhenzügen.

Bei den Erkundungsbohrungen wurden zahlreiche Störungen im Gesteinsverband ermittelt, wobei es sich um Versätze von bis zu 80 m handelt. Allerdings konnten laut ingenieurgeologischem Gutachten [U1] keine Aussagen gemacht werden, ob diese Versatzbeträge jeweils auf eine oder mehrere Störungen zurückzuführen sind.

Ungefähr 15 km östlich der geplanten Tunnelachse befindet sich eine Hauptstörung, die sog. Finne-Störung, bei der sich der Untere Buntsandstein gegen den Mittleren Keuper verschoben hat. Im Bereich des Schmücketunnels handelt es sich allerdings bei den Versätzen um mehrere Störungen mit jeweils deutlich geringeren Einzelbeträgen.

Dabei sind die Gesteinsschichten im Tunnelbereich vor allem durch zwei Hauptstörungsrichtungen charakterisiert.

Die NW-SE (herzynisch) streichenden Störungen schneiden die Tunnelachse in einem stumpfen Winkel und fallen im Wesentlichen mit $60^\circ - 85^\circ$ steil ein. Außerdem wurden anhand der Morphologie (Auswertung von Luftbildern, topographische Karten) und bei der Erstellung einzelner Querprofile nahezu senkrecht zu den Hauptstörungen verlaufende Störungen nachgewiesen. Diese nahezu parallel zur Tunnelachse streichenden Störungen wurden durch Erkundungsmaßnahmen in den Portalbereichen, im Mittleren Buntsandstein und im Mittleren Muschelkalk ermittelt. Allerdings wurde in den zahlreichen Gutachten auf adäquate Störungen sowie größere Klüfte entlang des gesamten Tunnels hingewiesen.

Ein weiteres Problem stellen die Auslaugungen im Röt und dem Mittleren Muschelkalk sowie die Verkarstung im Oberen und Unteren Muschelkalk dar. Diese Schichten streichen im Wesentlichen Nordwest – Südost und damit recht- bis stumpfwinklig zur Tunnelachse. Des Weiteren fallen diese Schichten hauptsächlich mit rd. $25^\circ - 35^\circ$ nach Südsüdwest. Im Bereich des Nordportals wurde ein Einfallen mit etwa 10° in nördlicher Richtung ermittelt.

Diese Gesteine stehen auch in einem, auf dem Kamm der Schmücke gelegenen ehemaligen Steinbruch an, welcher sich nordwestlich der Straße Hemleben – Harras befindet (Abb. 2.2). Bei genauerer Betrachtung dieses Steinbruchs ist die oberflächennahe Verkarstung der Gesteine im Unteren Muschelkalk sehr gut sichtbar.



Abb. 2.2: Ehemaliger Steinbruch bei Harras

Die Höhe der ehemaligen Sedimentbedeckung der Schmücke wird mit ungefähr 800 bis 1.000 m angegeben.

Im Miozän, vor ungefähr 23 bis 8 Millionen Jahren, begann die Herausbildung und damit auch großräumige Abtragung der Schmücke und ihrer Umgebung. In den ehemaligen Schachtanlagen von Oberheldrungen und Hauteroda fallen die kalisalzführenden Zechsteinsalzschiefer in Richtung Südwest bzw. Richtung Nordost ein. Daraus ist zu schließen, dass hier ehemals eine deutliche Aufwölbung des Zechsteinsalzes und der überlagernden Schichten der Trias vorhanden war, die im Scheitelbereich stärker zerbrochen und damit leichter erodierbar waren. Die nördlich des Tunnels, fast parallel zur Schmücke, verlaufende Niederung des Heldrunger Baches folgt dieser alten Sattelstruktur, in der die Schichten des Leine- und Allersteinsalzes (der Leine- und Allerfolge) tiefgründig abgelaugt worden sind.

Die unregelmäßigen Lagerungsverhältnisse der untersten Schichten des Buntsandsteins (Bernburgfolge) im Bereich des Nordportals und der ersten 150 m des Schmücketunnels sind wahrscheinlich auf unregelmäßige Senkungen der Buntsandsteinschichten über der Auslaugungszone des Zechsteins zurückzuführen. Auf Grund dieses Sachverhalts wird deshalb ein Einsturzgebirge vermutet.

In der Elster-Eiszeit des Pleistozäns, welche vor rund 350.000 Jahren geendet hat, reichte das von Skandinavien nach Süden vorgedrungene Eis ungefähr bis Erfurt. Die Eisdecke hatte wahrscheinlich im Bereich der Schmücke eine Mächtigkeit von

100 bis 300 m. Durch die Eislast wurden die älteren Rückstandsbildungen, die durch das Weglösen von Salzen und Gipsen aus den Schichten des Röts und des Mittleren Muschelkalks entstanden waren, verdichtet. Seit dieser Eiszeit entstanden weitere Absenkungen durch das Fortschreiten der Gipsauslaugungen im Bereich des Gipsspiegels, welcher deutlich unter dem Tunnelniveau liegt. Vor allem in den Gesteinsschichten des Röts, welche sich, wie bereits in dieser Arbeit auf Seite 18 beschrieben, im Weingartental befinden, kommt es derzeit noch zu Gipsauslaugungen.

Schlussfolgernd ist festzustellen, dass über die gesamte Tunnelstrecke immer wieder mit Störungen zu rechnen ist sowie mit einer stärkeren Auflockerung und Zerkleinerung des Gebirges, infolge Auslaugung von Gips und Salz, im Untergrund. Unterhalb des Tunnelniveaus, im tieferen Untergrund, ist diese Auslaugung noch aktiv.

2.2 Morphologische Verhältnisse

Die Schmücke liegt am Nordostrand des Thüringer Beckens. Dieser sich von Nordwest nach Südost erstreckende Höhenzug, welcher ein Ergebnis tertiärer und quartärer Reliefentwicklung ist, erhebt sich um etwa 70 m aus der umgebenden Landschaft.

Im Süden schließt sich das Thüringer Becken an, welches im Wesentlichen durch Gesteine des Zechsteins (ca. 60 – 800 m) und der Trias (ca. 1.200 – 1.600 m) gebildet wird. Da es sich dabei um relativ weiche Gesteine handelt, prägen sanfte Formen mit nur sehr geringen Höhenunterschieden diese Landschaft. Im Bereich der Schillingstedter Keupermulde, unmittelbar südlich der Schmücke, hat sich aufgrund kleinräumiger Auslaugungsprozesse eine typische Karstlandschaft geformt, geprägt durch viele kleinere Erdfälle (bis 20 m Durchmesser). Hierbei handelt es sich um eine typische Auslaugung relativ oberflächennaher Gipse des Keupers. Beispielhaft für solche Auslaugungsprozesse ist der auf dem folgenden Foto (Abb. 2.3) abgebildete, ca. 1,5 km südlich vom Südportal des Schmücketunnels, gelegene Erdfall.



Abb. 2.3: Erdfall ca. 1,5 km südlich des Schmücketunnels (2007-05-04)

Im Norden des Tunnelbauwerkes schließt sich ein sanftes Hügelland an.

Die Schmücke ist ein Höhenzug, welcher bereits zur Hermundurischen Scholle gehört. Das Untersuchungsgebiet besteht aus den mit ungefähr 30° nach Südwesten einfallenden Schichten des Buntsandsteins, des Muschelkalks und des Unteren Keupers. Der Kamm dieses Höhenzuges besteht im Bereich des Tunnels aus einer ca. 100 m breiten Hochfläche, die hier in Schichten des Unteren Muschelkalks entstanden ist. Die Schmücke selbst besteht aus dem nordöstlich gelegenen Sandsteinrücken und dem südwestlich gelegenen Kalksteinrücken.

In dem flach nach Süden abfallenden Hang des Kalksteinrückens sind im Unteren Muschelkalk zwei kleine Geländestufen entwickelt, die dem Einfallen von Schichtflächen im Unteren Muschelkalk folgen. Die Schichten des Mittleren Muschelkalks bilden eine deutliche Verflachung im Südhang der Schmücke, während der Hang über den Schichten des Oberen Muschelkalks und des Unteren Keupers wieder etwas steiler geneigt ist. Auf dem Kalksteinhöhenzug befinden sich Streuobstwiesen, Trockenrasen sowie vereinzelt Büsche und Sträucher. Der Hochfläche folgt ein relativ steiler Hang, der in die flache Mulde, das sog. Weingartental, übergeht. Das ca. 150 m breite Weingartental, das vor allem durch das Weglösen von Gips und Salz in den Schichten des Röts entstanden ist, wird landwirtschaftlich genutzt. Darüber hinaus sind teilweise alte Streuobstwiesen vorhanden.

Im Nordwesten wird das Weingartental von einem relativ steilen Hang des Sandsteinrückens abgegrenzt, was darauf hindeutet, dass hier die Weglösung von Salzen und Gipsen aus den Schichten des oberen Röts weniger weit in die Tiefe fortgeschritten ist, als in dem Bereich, wo der Tunnel das Weingartental quert. Dieser Sandsteinrücken ist hauptsächlich mit Mischwald bewachsen und besitzt sehr geringe Hangneigungen, welche aus der relativ geringen Gebirgsfestigkeit der Schichten des Mittleren und des Unteren Buntsandsteins resultieren. Im Rahmen der Erkundungsarbeiten wurde ermittelt, dass im Bereich des Nordportals mehrere Meter dicke Schichten von Lößlehm und Hangschutt vorhanden sind, welches wiederum die weitere Verflachung des Hanges erklärt.

Die Schmücke ist im Untersuchungsgebiet gänzlich unbebaut und wird lediglich von einigen unbefestigten Land- und Forstwirtschaftswegen durchzogen.

2.3 Maßnahmen zur Baugrunduntersuchung

2.3.1 Baugrunderkundung

2.3.1.1 Bohrarbeiten

Im Rahmen der Baugrunderkundung fand die 1. Erkundungsphase im Bereich des Schmücketunnels von Januar 2003 bis April 2003 statt. Die 2. Erkundungsphase folgte daran anschließend im Zeitraum von November 2003 bis März 2004. Als ausführendes Unternehmen fungierte die Bohr-Arge VKE 5343 mit den Firmen Bohrgesellschaft Roßla und BOG Caaschwitz.

Die 1. Erkundungsphase beinhaltete 17 Kernbohrungen, bei denen Bohrtiefen von 40 m bis 100 m unter GOK erreicht wurden. Diese lagen im Wesentlichen im Bereich der projektierten Trassenachse. Lediglich im Bereich der Portale befanden sich jeweils zwei Kernbohrungen östlich und westlich der Trassen. Für einen Pumpversuch zur Erkundung der Gebirgsdurchlässigkeiten wurden im Bereich des Weingartentals drei zusätzliche Bohrungen (BKT 8.1 bis BKT 8.3) abgeteuft.

In der 2. Erkundungsphase wurden 14 weitere Kernbohrungen ausgeführt, wobei die maximale Bohrtiefe 95,5 m unter GOK betrug. Mit diesen Bohrungen wurde zum einen der Schichtaufbau der verschiedenen Gesteinsformationen präzisiert und zum anderen wurden die Grundwasserverhältnisse, insbesondere im Bereich des Weingartentals und im Bereich des Mittleren Muschelkalks, genauer untersucht.

Die folgende Abbildung enthält einen Ausschnitt aus dem Lageplan mit den Bohransatzpunkten im Bereich des Weingartentals.

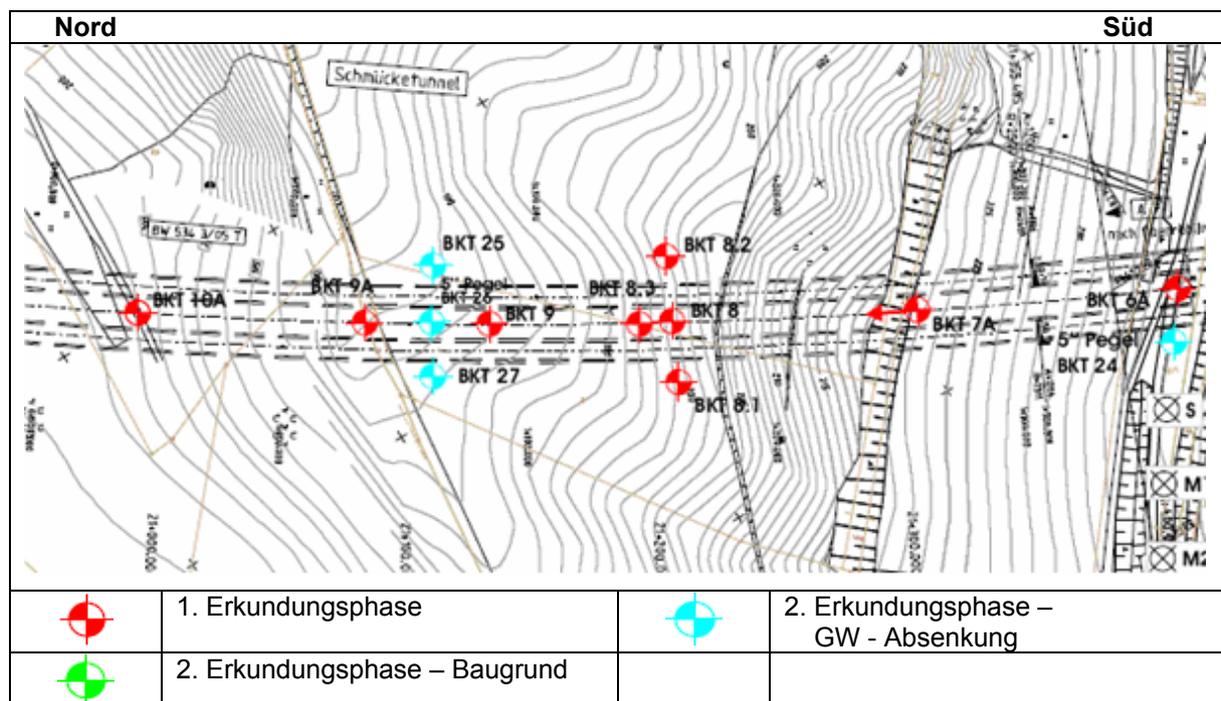


Abb. 2.4: Lageplan mit Bohransatzpunkten im Bereich des Weingartentals [U4]

In den Kernbohrungen wurden diverse Bohrlochversuche und Messungen durchgeführt, die im Einzelnen in den Kapiteln 2.3.1.2 und 2.3.1.3 erläutert werden.

Die Zwischenlagerung und anschließende Fotodokumentation der in zweifächrigen Kernkisten aufbewahrten Bohrkerne erfolgte durch die ausführende Bohrfirma im Kernlager in Leubingen. Anschließend wurden die Bohrkerne im Geologischen Probenarchiv des Freistaats Thüringen (GEOPAT) in Niederpöllnitz eingelagert. Durch die Mitarbeiter der Firma Geotechnik und Dynamik Consult GmbH (GuD), Berlin erfolgte die geotechnische Ansprache der Bohrkerne. Die im Untersuchungsgebiet angetroffenen Gesteinsschichten wurden hauptsächlich durch die Thüringer

Landesanstalt für Umwelt und Geologie (TLUG), Außenstelle Weimar der entsprechenden Stratigraphie zugeordnet.

2.3.1.2 Bohrlochversuche

In den Bohrlöchern der Kernbohrungen wurden während des Abteufens, sowie nach Erreichen der Endteufe diverse Untersuchungen am Baugrund durchgeführt.

Im Einzelnen wurden durch die Firma Geotechnisches Ingenieurbüro Professor FECKER & PARTNER GmbH (GIF), Ettlingen mehrere Bohrlochaufweitungsversuche (BAV) vorgenommen. Dabei kam bei diesen Versuchen eine Ettlinger Seitendrucksonde bzw. ein Dilatometer zum Einsatz. Die Ettlinger Seitendrucksonde wurde bei Böden mit geringer erwarteter Festigkeit angewendet, während die Untersuchungen mit dem Dilatometer in Bereichen mit hoher erwarteter Festigkeit vorgenommen wurden. Diese Bohrlochaufweitungsversuche wurden vor allem im Tunnelbereich eingesetzt, wobei jeweils ein Versuch im Sohlbereich, einer im Strossenbereich und einer im Firstbereich des Tunnels durchgeführt wurde.

In einem weiteren Versuch wurden die Bohrlöcher mit optischem (oberhalb des Wasserspiegels) oder akustischem (unterhalb des Wasserspiegels) Scanner befahren. Dabei wurden Kaliber-Logs und Gamma-Gamma-Dichte-Logs aufgezeichnet. Diese Untersuchungen wurden von der Firma Dr. LUX Geophysikalische Fachberatung GbR (GFL), Friedrichroda jeweils nach Erreichen der Endteufe über die gesamte Bohrlänge ausgeführt.

Die WD-Tests und Versickerungstests zur Bestimmung der hydraulischen Parameter wurden durch die Bohr-Arge VKE 5343 mit den Firmen Bohrgesellschaft Roßla und BOG Caaschwitz ausgeführt. Dabei kam der WD-Test während des Abteufens der Bohrungen von der temporären Bohrlochsohle über einer Strecke von meistens 3 m Länge zur Anwendung. Bei der Anordnung des Tests wurde die Versuchsstrecke nach oben hin mit einem Packer begrenzt. Die WD-Tests wurden in drei Druckstufen mit 1, 3 und 5 bar auf- und absteigend durchgeführt.

Die Versickerungstests fanden in der 1. Erkundungsphase lediglich über die Bohrlochsohle statt, wobei das Rohr im Bohrloch verblieb. In der 2. Erkundungsphase wurde die Verrohrung in der Regel um ca. 3 m gezogen.

Zur Ermittlung der großräumigen Gebirgsdurchlässigkeit wurden seitens der Bohrgesellschaft Roßla mbH in den ausgebauten Bohrlöchern Pumpversuche mit unterschiedlicher Dauer durchgeführt.

Ein Überblick der in den Kernbohrungen angewendeten Bohrlochversuche und Messungen ist in der folgenden Tabelle 2.1 ersichtlich.

Versuch	Ermittlung von	Bemerkung
Bohrlochaufweitungsversuch (BAV)	- E_v (Belastung, Entlastung) - E (Belastung, Entlastung)	- in 3 Laststufen mit $\nu = 0,25$ - Ettliger Seitendrucksonde oder Dilatometer
Scanner	- Einfallrichtung - Einfallwinkel der Trennflächen - Öffnungsweite der Trennflächen - Klüfte, Störungen	- optischer Bohrlochscanner (OBI) - akustischer Bohrlochscanner (ABF)
Kaliberlog	- Gebirgsfestigkeit - Gebirgsentfestigung	- in Kombination mit der Scannerbefahrung
Gamma-Gamma-Dichte-Log (GGD)	- Gebirgsfestigkeit - Gebirgsentfestigung	- in Kombination mit der Scannerbefahrung
WD-Test	- Gebirgsdurchlässigkeit	
Versickerungsversuch	- Gebirgsdurchlässigkeit	
Pumpversuch	- großräumige Gebirgsdurchlässigkeit	- Versuch im Mittleren Muschelkalk, Weingartental, Mittleren Buntsandstein

Tab. 2.1: Versuche in den Kernbohrungen

2.3.1.3 Grundwasserstandsmessungen

Die Grundwasserstände werden seit Beginn der Aufschlussarbeiten in den zu temporären Grundwassermessstellen ausgebauten Bohrungen in regelmäßigen Zeitabständen gemessen. Das hydrogeologische Gutachten [U2] enthält detaillierte Schnitte bzw. Graphiken mit den bisher beobachteten Ganglinien. Bei der Messung dieser Grundwasserstände ergaben sich im Bereich des Mittleren und Oberen

Buntsandsteins sowie im Muschelkalk und im Keuper Wasserspiegel von bis zu 20 m über den Tunnelfirsten.

2.3.1.4 Geophysikalische Untersuchungen

Mit Hilfe der vom Büro für Geophysik LORENZ (BFG), Berlin durchgeführten geoelektrischen Messungen wurde entlang der geplanten Trasse des Schmücketunnels die Lage der verschiedenen geologischen Einheiten erkundet. Dabei erfolgten die Messungen in drei je 1990 m langen Längsprofilen (Achse und ± 25 m) und sechs Querprofilen. Die Ergebnisse der geophysikalischen Untersuchungen bestätigten das geologische Erwartungsprofil und lieferten darüber hinaus weitere Hinweise auf zusätzliche Störungen und Störungszonen. Das hydrogeologische Gutachten [U2] enthält detaillierte Angaben dieser geophysikalischen Untersuchungen.

2.3.2 Laboruntersuchungen

Im Rahmen der Laborversuche zur Bestimmung der Eigenschaften von Boden, Fels und Grundwasser wurden bodenmechanische, felsmechanische und mineralogische Untersuchungen sowie Grundwasseranalysen durchgeführt.

Die bodenmechanischen und felsmechanischen Untersuchungen führte das Labor ARCADIS Consult GmbH in Heilbronn durch. Mit den mineralogischen und felsmechanischen Untersuchungen an Gesteinsproben (einschließlich Bestimmung der Abrasivität) wurde die Universität Karlsruhe (TH) beauftragt. Die Grundwasseranalyse erfolgte durch die ANALYTIKUM Umweltlabor GmbH in Merseburg.

Zur Bestimmung der maßgeblichen Kennwerte von Boden, Fels und Grundwasser wurden die Laborversuche wie folgt durchgeführt:

131	x	Bestimmung des natürlichen Wassergehaltes
17	x	Bestimmung der Kornverteilung
8	x	Bestimmung der Fließ- und Ausrollgrenze
3	x	Proctorversuche
51	x	Bestimmung der einaxialen Druckfestigkeit
87	x	Punktlastversuche
13	x	Spaltzugversuche
4	x	Scherversuche
11	x	Mineralogische Bestimmung mit dem Röntgendiffraktometer
11	x	Bestimmung der Schneidbarkeit und Abrasivität
15	x	Bestimmung der Betonaggressivität
5	x	Bestimmung der Stahlkorrosivität

2.3.3 Kennwerte für Standsicherheitsuntersuchungen der Tunnel

In der Tabelle 2.2 sind die seitens der Bodengutachter empfohlenen Gebirgskennwerte für die Standsicherheitsuntersuchungen am Schmücketunnel zusammenfassend angegeben. Allerdings weisen die Autoren des tunnelbautechnischen Gutachtens [U1] darauf hin, dass diese Werte während der Baumaßnahmen aufgrund neuer Messwerte oder Erfahrungen anzupassen sind.

Stratigraphie (Homogen- bereich)	Raum- wichte feucht γ [kN/m ³]	Ver- formungs- modul E_v [MN/m ²]	Seiten- druck- beiwert λ bzw. k_0 [-]	Scherparameter Boden/Gebirge		Maximale vertikale Gebirgslast p_v [kN/m ²] bei Stabzug- berechnung	Wasser- druck w [kN/m ²] über First
				Reibungs- winkel φ' [°]	Kohäsion c' [kN/m ²]		
Unterer Buntsandstein su (HG I)	20	60 - 120	0,4 - 0,5	30 - 35	250 - 500	250	-
Mittlerer Buntsandstein sm (HG II)	21	450 - 900	0,25 - 0,3	35 - 40	500 - 1000	200	100
Mittlerer Buntsandstein sm-Störung (HG II- Störung)	20	60 - 120	0,5	30	50	250	100
Oberer Buntsandstein so (HG III)	21	50 - 100	0,5 - 0,6	25 - 30	25 - 50	375	160
Unterer Muschelkalk mu (HG IV)	22	450 - 900	0,25 - 0,3	35 - 40	250 - 500	200	160
Unterer Muschelkalk mu-Störung (HG IV Störung)	20	60 - 120	0,5	30	50	250	160
Mittlerer Muschelkalk mm (HG V)	20	50 - 100	0,5 - 0,6	25 - 30	25 - 50	375	300
Oberer Muschelkalk mo	23	200 - 400	0,35 - 0,4	35 - 40	500 - 1000	200	300
Keuper ku	23	50 - 100	0,5 - 0,6	25 - 30	100 - 250	250	125

Tab. 2.2: Kennwerte für statische Berechnungen [U1]

2.4 Stratigraphie im Bereich des Tunnels

Die Tabelle 2.3 zeigt die im Bereich des Tunnels anstehenden Schichten und ihre ungefähren Mächtigkeiten. Durch Schichtverbiegungen und Schrägstellungen an Störungszonen kann die scheinbare Mächtigkeit bereichsweise vergrößert sein. Bei

diesen Angaben handelt es sich um eine Einordnung der Gesteine nach dem tunnelbautechnischen Gutachten [U3] des Schmücketunnels.

Stratigraphische Gliederung	Vorherrschende Gesteine	ungefähre Mächtigkeit im Bereich des Tunnels [m]
Unterer Keuper (ku) – „Lettenkeuper“	Ton-Schluffsteine, untergeordnet Sandsteine, Kalksteine, Dolomite und Mergel	60
Oberer Muschelkalk (mo)	Kalksteine mit Tonstein und Mergelzwischenlagen	60 – 70
Unterer Muschelkalk (mu)	Rückstandsbildungen (Residualtone der Gips- und Salzauslaugung), Dolomite, dolomitische Mergel, Kalksteine	60 – 70
Unterer Muschelkalk (mm) – Wellenkalkfolge	Kalksteine, Mergel, dünne Lagen von Tonmergelsteinen	110 – 120
Oberer Buntsandstein (so)	Rückstandsbildungen (Residualtone der Gips- und Salzauslaugung, Ton-Schluffsteine, vereinzelt Dolomit- und Quarztlagen, Kalke und Dolomite, u. U. Gipslagen	110 – 120
Mittlerer Buntsandstein (sm)	Sandsteine und Ton-Schluffsteine, teilweise verkieselte oder karbonatisch gebundene Sandsteine	160
Unterer Buntsandstein (su)	Ton-Schluffsteine und Sandsteine, teilweise karbonatisch gebundene Sandsteine	50

Tab. 2.3: Stratigraphische Einordnung der vorherrschenden Gesteine

2.5 Geotechnische Homogenbereiche

Die Benennung der geotechnischen Homogenbereiche konnte für den Baugrund des Schmücketunnels lediglich eingeschränkt erfolgen. Der Grund hierfür ist, wie bereits in den vorangegangenen Kapiteln ausführlich erwähnt, die Inhomogenität der anstehenden Gesteinsformationen. Die Lage der Störungen konnte auf Grund ihres fast lotrechten Einfallens nur in Ausnahmefällen ermittelt werden. Außerdem wird normalerweise bei dem Trennflächengefüge nicht zwischen Schicht- und Kluftsystemen unterschieden. Hinzukommend wechseln mit jeder Schicht auch der Verwitterungsgrad und die Feuchtigkeit.

In der nachfolgenden Tabelle 2.4 sind die angewendeten Kriterien für die Einstufung in die geotechnischen Homogenbereiche ersichtlich.

Kriterien	
• Gesteinsart	• Abrasivität
• Verhältnis der Gesteinsarten zueinander	• Quarzgehalt
• Tongehalt gesamt / Anteil quellfähiger Ton	• Härte
• Schichteinfallen	• Klüftungsgrad und –einfallen
• Gebirgsfestigkeit (GGD)	• Erstbelastungsmodul (E)
• Druckfestigkeit und Spaltzugfestigkeit	• RQD
• Durchlässigkeit (k_f – Wert)	• Auflockerung

Tab. 2.4: Kriterien für die Ausweisung in Homogenbereiche

Die folgende Tabelle 2.5 enthält die Einteilung der Homogenbereiche, wobei darauf hinzuweisen ist, dass die Angaben dem ingenieurgeologischen Gutachten [U1] entnommen wurden. Die hierbei angegebenen Stationierungen basieren auf der von den Planern vorgegebenen Trassenführung von Nord nach Süd. Des Weiteren enthält die Tabelle Angaben über die zugehörigen stratigraphischen Einheiten.

Homogenbereich	Stationierung	Stratigraphische Einheit
I	20+400 – 20+540	su
II	20+540 – 21+080	sm
III	21+080 – 21+320 21+360 – 21+400	soS, soP
IV	21+320 – 21+360 21+400 – 21+440	soM
V	21+440 – 21+670	mu
VI	21+670 – 21+790	mm
VII	21+790 – 22+000	mo
VIII	22+000 – 22+100	ku

Tab. 2.5: Homogenbereiche und stratigraphische Zuordnung

2.6 Hydrogeologische Verhältnisse

Die hydrogeologischen Verhältnisse – bezogen auf das Untersuchungsgebiet – sind in einem eigenen hydrogeologischen Gutachten [U2] ausführlich beschrieben.

Der ca. 1.725 m lange Schmücketunnel liegt mit dem überwiegenden Teil seiner Länge im Bereich des Bergwasserspiegels bzw. mit einem kleineren Teil unterhalb des Bergwasserspiegels.

Allerdings ist aus den vorliegenden Ergebnissen der Baugrunderkundung und den geoelektrischen Messungen zu schließen, dass in dem Gebiet für das betrachtete Tunnelbauwerk stark differenzierte hydrogeologische Verhältnisse vorliegen. So stehen in diesem Bereich eine Vielzahl mehr oder weniger gekoppelter Grundwasserstockwerke bzw. -leiter, sog. „schwebende“ Grundwasserspiegel und Schichtenwasser, an. Auf Grund dieser gewonnenen Erkenntnisse kann nicht von einem durchgängig vorhandenen Bergwasserspiegel ausgegangen werden.

Das Grundwasser in den quartären Lockergesteinschichten bewegt sich im Wesentlichen, der Geländemorphologie folgend, dem Vorfluter zu. Somit ist die Fließrichtung der oberflächennahen Grundwasserleiter nach Nordosten bzw. Südwesten gerichtet, wobei als Grundwasserscheide der Rücken der Schmücke dient. Das nach Südwesten gerichtete Grundwasser fließt anfangs bei relativ steiler Hangneigung senkrecht zum Schichtstreichen, später strömt es im flacheren Gelände in westliche Richtung der Unstrut zu. Als Vorfluter für das nach Nordosten abfließende Grundwasser dient der Helderbach.

Demgegenüber fließt das Grundwasser im Festgestein der Schmücke, großräumig dem Schicht- und Kluffstreichen folgend, direkt nach Nordwest (in Richtung Thüringer Pforte), dem Vorfluter Unstrut zu.

Auch im Bereich des Weingartentals muss davon ausgegangen werden, dass das Schichtenwasser (oberflächennahes Grundwasser) innerhalb der quartären Lockergesteine, der Geländemorphologie folgend, abfließt und das tiefere Bergwasser des Festgesteins in seiner Fließrichtung nach Nordwest nicht durch das Tal beeinflusst wird.

Bei den im hydrogeologischen Gutachten [U2] angegebenen Bemessungswasserständen handelt es sich lediglich um Schätzwerte, da durch die Messungen keine statistisch abgesicherten Bemessungswerte vorlagen. So wurden unter Berücksichtigung der Ergebnisse der Baugrundaufschlüsse und der geophysikalischen Messungen die bauzeitlichen Bemessungswasserstände und die maximalen Bemessungswasserstände (GW_{max}) abgeschätzt. In der folgenden Abbildung 2.5 sind diese beiden Bemessungswasserstände idealisiert als durchgehende Linie dargestellt. Bei diesen Werten handelt es sich um Rechenwerte für die Bemessung von Wasserhaltungen bzw. um Rechenwerte der Tunnelschale und nicht um die Darstellung der tatsächlich vorhandenen Grundwasserstände. Die in Abbildung 2.5 angegebenen maximalen Bemessungswasserstände sind ebenfalls im tunnelbautechnischen Längsschnitt der Anlage 1 dargestellt.

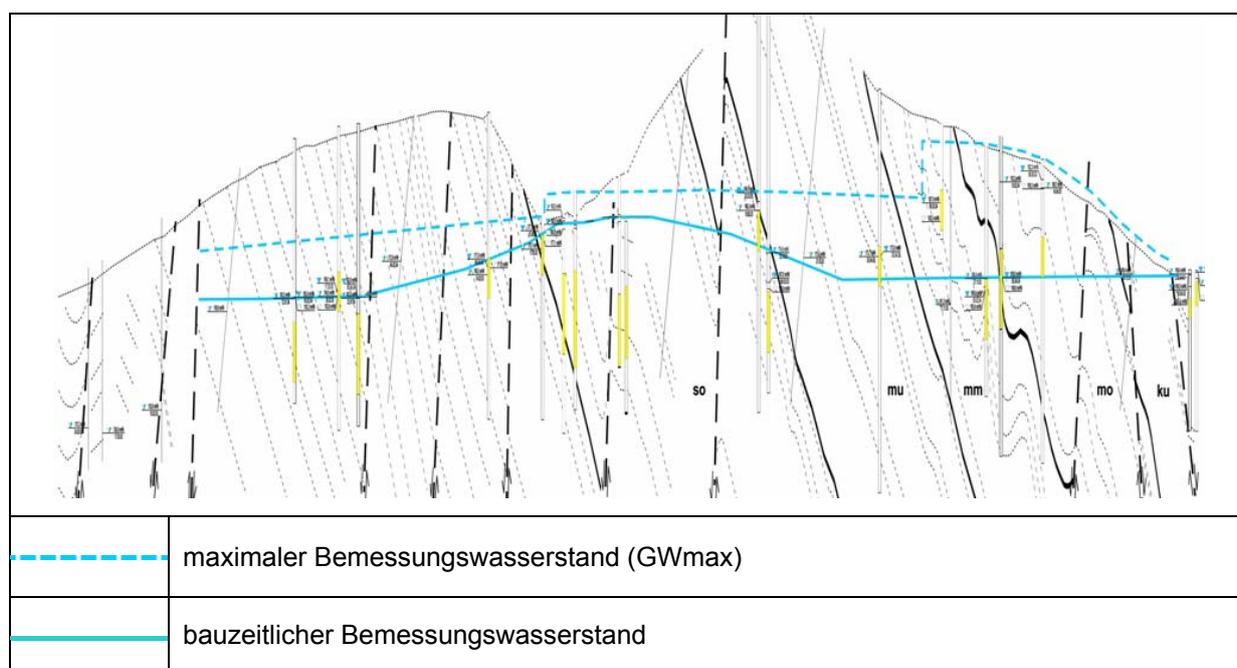


Abb. 2.5: Hydrogeologischer Längsschnitt [U2]

Zur Ermittlung der Gebirgsdurchlässigkeiten wurden Feldversuche durchgeführt, die zur Abschätzung, der während des Vortriebs anfallenden Wassermengen, verwendet werden können. Dabei ist darauf hinzuweisen, dass die hydraulischen Verhältnisse der hier vorliegenden anisotropen Grundwasserleiter mit den zur Verfügung stehenden Formeln, die für homogene und isotrope Grundwasserleiter gelten, nur grob bzw. näherungsweise modelliert werden können. Insofern sind grundwasserhydraulische Berechnungen systembedingt mit Unsicherheiten behaftet. Die

Nachrechnungen der Pumpversuche zeigen, dass Berechnungen der Spiegelabsenkungen mit erheblichen Ungenauigkeiten behaftet sind. Aufgrund der Anisotropie des Gebirges ist nicht davon auszugehen, dass radialsymmetrische Absenkformen („Absenktrichter“) entstehen.

Die im Vortrieb und bei der Grundwasserhaltung zu erwartenden Wassermengen wurden abgeschätzt und sind ebenfalls im Gutachten [U4] angegeben. Dabei handelt es sich um Mittelwerte, die den jeweiligen stratigraphischen Einheiten zugeordnet wurden. Lokal können im Vortrieb, beispielsweise beim Anfahren stark wasserführender Horizonte, auch erheblich höhere Wassermengen auftreten.

Bezüglich der chemischen Zusammensetzung des Bergwassers wurden unterschiedliche Grundwassertypen festgestellt, die ebenfalls den stratigraphischen Einheiten zugeordnet wurden. Der festgestellte Salzgehalt im nördlichen Bereich des Tunnels (Mittlerer Buntsandstein) lässt auf den Einfluss von Tiefenwässern (Zechstein) schließen. Insgesamt wurde das Bergwasser als stark betonangreifend deklariert.

Da im Bereich des Schmücketunnels stark mineralisierte und unterschiedlich zusammengesetzte Bergwässer anfallen, ist nach Ansicht des Verfassers lediglich der Bau zweier druckwasserdichter Tunnelröhren empfehlenswert. Diese Einschätzung begründet sich darin, dass sowohl eine dauerhafte Funktionstüchtigkeit von Drainagen als auch die Einleitung dieser betonaggressiven Wässer in die jeweiligen Vorfluter als kritisch bewertet werden müssen. Außerdem sind die entsprechenden Betriebs- und Unterhaltungskosten einer eventuellen permanenten Tunneldrainage als unwirtschaftlich zu sehen.

2.7 Gebirgsverhältnisse entlang der Vortriebsachse

In diesem Kapitel sind die geotechnischen und hydrogeologischen Verhältnisse im Nordvortrieb (Beschreibung von Norden nach Süden) beschrieben. Weitere Angaben über die vorhandenen Gebirgsverhältnisse sind im tunnelbautechnischen Längsschnitt der Anlage 1 enthalten. Dabei erfolgt die Einteilung der verschiedenen

Gesteinsformationen in Buntsandstein-, Röt-, Muschelkalk- und Keuperkomplex, welche im Folgenden aufgeführt sind. Zusätzlich ist darauf hinzuweisen, dass es sich hierbei um eine technische und nicht um eine geologische Einteilung handelt.

Buntsandstein-Komplex

Im nördlichen Teil des Tunnels steht auf einer Länge von ungefähr 730 m, die ca. 42 % der gesamten Tunnellänge entspricht, Buntsandstein an. Dieser Gesteinsverband ist durch mehrere Störungen in einzelne, teilweise gegenseitig versetzte Schollen zerlegt. An den Rändern dieser Schollen und im nördlichen Eingangsbereich ist mit einer stärkeren Zerkleinerung und Auflockerung des Gebirges zu rechnen. Die Sandsteine und vor allem die Schluffsteine zeigen zumeist deutliche Verwitterungserscheinungen. Durch die seit langem stattfindenden und fortdauernden Ablaugungen entstehen im tieferliegenden Zechstein Geländesetzungen, die zu einer Auflockerung des gesamten Buntsandstein-Komplexes geführt haben. Das Auftreten von Einbruchsschloten, wie sie bei vielen Tunneln in adäquaten Gebirgsverhältnissen, beispielsweise am Harzrand, angetroffen wurden, ist nicht auszuschließen.

Auf ungefähr zwei Dritteln der Länge des Buntsandsteinkomplexes verläuft der Bergwasserspiegel oberhalb des Tunnels. Außerdem ist entlang der tonigen Zwischenlagen sogar über dem Bergwasserspiegel mit Schichtwasser zu rechnen.

Röt-Komplex

Der mittlere Teil des Tunnels verläuft im Röt (Oberer Buntsandstein) auf einer Länge von ungefähr 360 m, dies entspricht ca. 20% der Gesamttunnellänge. Dieser, teilweise aus salz- und gipsführenden Schichten bestehende Gesteinskomplex, ist ausgelaugt und stellt aus bodenmechanischer Sicht ein bindiges Lockergestein dar. Zwischen diesen Bereichen sind die tonigen Schluffsteine deutlich verwittert und stellenweise stark zerfallen. Resultat der Auslaugung sind Setzungen und Auflockerungen der darüber liegenden Schichten. Die sog. Ablaugungsfront, an der die Auslaugung fortschreitet, befindet sich nach Angaben der Autoren des ingenieurgeologischen Gutachtens [U1] ungefähr 5 bis 15 m unter der Tunnelsohle.

Folglich ist festzustellen, dass dieser Komplex durch zahlreiche Störungen charakterisiert ist.

Das Grundwasser reicht bis ca. 16 m über die Firste des geplanten Tunnelbauwerkes. Die Wasserwegigkeit ist hauptsächlich an die klüftigen Partien und die unmittelbare Ablaugungsfront gebunden. Die tonigen Auslaugungsrückstände können mehr oder weniger dicht sein oder eine unverfestigte Ton-Schlamm-Mischung darstellen.

Muschelkalk-Komplex

Der Muschelkalk-Komplex nimmt in seiner Länge ungefähr 540 m ein, dies entspricht ca. 30 % der Gesamttunnellänge. Im Unteren und Oberen Muschelkalk sowie in Teilen des Mittleren Muschelkalks treten bankige Karbonatgesteine auf. Durch die Ablaugung im darunter liegenden Röt und der tektonischen Beanspruchung ist mit Trennflächen, sowie teilweise stärker zerlegten Partien zu rechnen. Außerdem wurden bei Erkundungsbohrungen offene Spalten in den Karbonaten entdeckt, welche aus der vorhandenen Verkarstung resultieren. Dieser Sachverhalt korrespondiert ebenfalls mit den Beobachtungen im ehemaligen Steinbruch nahe der Ortschaft Harras (vgl. Abb. 2.2). Eine deutliche Zerlegung des Gebirgsverbandes, Auflockerung und Verkarstung ist ebenfalls im Oberen Muschelkalk zu erwarten. Aufgrund der Auslaugung in den vormaligen Steinsalz- und Gipssteinen im Bereich des Mittleren Muschelkalks, ist mit einem höheren Anteil der Rückstandsbildungen zu rechnen. Auch hier wurde, vergleichbar mit den Verhältnissen im Röt, das Auftreten unverfestigter Ton-Schlamm-Mischungen festgestellt.

Im gesamten Muschelkalk-Komplex liegt der Bergwasserstand ca. 8 bis 25 m über den Tunnelfirsten. Infolge der offenen Spalten ist das Gebirge stark wasserdurchlässig.

Keuper-Komplex

Im südlichen Teil des Tunnels steht auf einer Länge von ungefähr 120 m der Keuper an. Die tonigen Schluffsteine sind zumeist tiefgründig verwittert und weisen eine geringe Festigkeit auf. Das Gebirge ist nur gering wasserdurchlässig. Die Wasserwegigkeit beschränkt sich lediglich auf härtere, geklüftete Bänke.

3 Maßnahmen zur Beherrschung des Grundwassers

3.1 Grundwasserproblematik

Für einen reibungslosen Bauablauf bei Tunnelbaustellen müssen, je nach hydrologischen Randbedingungen, ausreichende baubetriebliche Maßnahmen zur Wasserhaltung getroffen werden. In der Praxis sind trockene Untertagebaustellen ohne anstehendes Grundwasser eine große Seltenheit. Dies begründet sich darin, da sich meist wassergefüllte Klüfte und Wasseradern im anstehenden Gebirge befinden, die wiederum den Vortrieb deutlich erschweren können.

Der Umfang der Wasserhaltung im Tunnel wird bereits bei der Planung des Tunnels maßgeblich mitentschieden. So kommt es beispielsweise darauf an, ob es sich um einen steigenden oder fallenden Vortrieb handelt. Der steigende Vortrieb eines Tunnels bietet den Vorteil, dass die prognostizierten wie auch die plötzlich und unerwartet eintretenden Wassermengen durch das Gravitationsgefälle abgeleitet werden können. Dabei werden die anfallenden Wassermengen durch künstlich hergestellte Rinnen (Rigolen) in der Tunnelsohle kontrolliert abgeführt. Das Gefälle dieser Rigolen ergibt sich aus dem Tunnellängsgefälle. Bei Bedarf werden zusätzlich Pumpen eingesetzt. Die Dimensionierung einer solchen Rigole richtet sich nach der Fließgeschwindigkeit mit einer ausreichenden Schleppkraft, um den Schlamm und das Bohrmehl fördern zu können. Bei einer zu kleinen Dimensionierung setzen sich diese Rigolen zu, so dass das Wasser austritt und folglich die Tunnelsohle verschlammt. Bei großen prognostizierten Wassermengen müssen zusätzlich Pumpen, Pumpensümpfe und Förderleitungen mit entsprechenden Sicherheitszuschlägen installiert werden. Wenn Tunnel aus projektspezifischen oder baubetrieblichen Gründen bergab aufgefahren werden müssen, sind besondere Maßnahmen zum Abpumpen der Wassermengen zu ergreifen. Allerdings wirken sich diese kostenintensiven Arbeiten besonders negativ auf die Wirtschaftlichkeit des Gesamtprojektes aus.

Prinzipiell sollte auf jeder Tunnelbaustelle immer eine Minimalvorhaltung an Leitungen und Pumpen vorgesehen werden, da unerwartet Wassermengen eintreten können und somit den technisch-wirtschaftlichen Erfolg beeinträchtigen oder sogar gefährden würden.

Im Bereich des Schmücketunnels, wie bereits ausführlich im 2. Kapitel beschrieben, liegen stark differenzierte hydrogeologische Verhältnisse vor, welche zusätzlich durch die Ergebnisse der hydrogeologischen Baugrunderkundung und die geoelektrischen Messungen der verschiedenen Gutachter fundiert sind. Nach den Angaben im Baugrundgutachten sowie im hydrogeologischen Gutachten ist damit zu rechnen, dass bei den Vortriebsarbeiten z. T. größere Wassermengen zutreten werden. Tropfwasser und auch kleinere Zutritte von fließendem Wasser können ebenfalls angetroffen werden. Das 1725 m lange Tunnelbauwerk verläuft auf einer Strecke von ungefähr 1500 m teils in Höhe, sowie teilweise unterhalb des Bergwasserspiegels, welcher allerdings nicht durchgängig vorhanden ist. Des Weiteren ist das Bergwasser als stark betonangreifend klassifiziert.

Die Vortriebe in Nord-Süd-Richtung erfolgen beim Schmücketunnel vom bergmännischen Anschlag (Bau-km 20+390) bis zum Durchschlag (Bau-km 21+270) komplett steigend. Die Vortriebe in Süd-Nord-Richtung erfolgen ebenfalls steigend vom bergmännischen Anschlag (Bau-km 22+050) bis zum Gradienten-Hochpunkt bei Bau-km 21+354 und anschließend fallend bis zum Durchschlag der beiden Tunnelröhren. Die Ableitung aller anfallenden Wasser erfolgt über Entwässerungsrohre. Eine Wasserhaltung mittels unbefestigter Gräben wurde seitens der Baugrundgutachter nicht zugelassen. Die Rohre und Pumpensümpfe sind entsprechend dem Baufortschritt und den einzelnen Bauphasen ständig anzupassen und erforderlichenfalls umzulegen.

Entlang der geplanten Trasse ist das zu durchörternde Gebirge vorwiegend als schwierig eingestuft. Vor allem die Bereiche mit höherem Tonsteinanteil sind empfindlich gegen Wasserzutritt und deshalb als kritisch zu bewerten. Des Weiteren liegen im Oberen Buntsandstein (Röt), insbesondere auf Grund von Auslaugungserscheinungen (wassergefüllte Hohlräume, Schlotten etc.), schwierige Gebirgsverhältnisse vor, so dass nach Meinung der Baugrundgutachter eine vorausseilende Entwässerung des anstehenden Gebirges erforderlich war. Auf Grund dieser schwierigen Baugrundsituation im Röt wurde seitens der Baugrundgutachter empfohlen, eine Grundwasserabsenkung anzuwenden. Zu Baubeginn lag der Grundwasserspiegel in diesem Gebiet oberhalb der Tunnelfirste. Mit Hilfe einer über Tage installierten Brunnengalerie (Abb. 3.1) wurde im Bereich des Weingartentals auf einer Länge von rd. 300 m das Grundwasser bis ca. 1,50 m unter die Tunnelsohle abgesenkt. Insgesamt beinhaltet diese Brunnengalerie 35 Schwerkraft-

brunnen und 5 Grundwasserbeobachtungspegel mit einer Tiefe zwischen 40 m und 89 m, welche sich derzeit (19.03.2007) alle noch im Betrieb befinden. Die Lage der Brunnen (rot) und Kontrollpegel sind in Anlage 2 dargestellt. Dabei dienen die Pegel zur Kontrolle der Grundwasserabsenkung. Nach Fertigstellung der beiden Tunnelröhren werden sämtliche Brunnen zurückgebaut.



Abb. 3.1: Brunnengalerie im Weingartental am 19.03.2007 (links); Schwerkraftbrunnen (rechts)

Allgemein stehen für temporäre Entwässerungs- und Absperrmaßnahmen bei einer Tunnelbaustelle folgende baubetriebliche Möglichkeiten zur Verfügung:

- Drainagemaßnahmen mittels Gravitationsgefälle oder Pumpen
- Grundwasserabsenkung mittels Brunnen oder Vakuumlansen
- Grundwasserabsperungen durch Injektionen oder Gefriermethode

Das folgende Kapitel 3.2 beschreibt mögliche Varianten zur Beherrschung des Grundwassers, die beim Bau des Schmücketunnels angewendet werden könnten. Dabei bezieht sich diese Variantenuntersuchung auf den geologisch und hydrologisch schwierigen Bereich des Oberen Buntsandsteins (Röt). Anschließend folgt in Kapitel 3.3 deren Bewertung mit Findung der Vorzugsvariante. Das Kapitel 3.4 umfasst eine Empfehlung des Autors in Hinblick auf die Beherrschung der Grundwasserproblematik beim Bau des Schmücketunnels.

3.2 Varianten zur Beherrschung des Grundwassers

3.2.1 Vorlaufende Entwässerung in der Tunneltrasse

3.2.1.1 Variante 1 - Pilotstollen

Bei Tunnelprojekten in schwierigen geologischen Verhältnissen wird häufig der Bau eines sog. Pilotstollens in Erwägung gezogen. Pilotstollen werden zu dem Zweck errichtet, um die geotechnische Beschaffenheit des Baugrundes zu erkunden, bevor beispielsweise eine Tunnelbohrmaschine zum Einsatz kommt. Mit Pilottunneln erkennt man schwierige Baugrundzonen und kann diese ggf. durch gezielte Baugrundverbesserungsmaßnahmen bewältigen. Pilotstollen können sowohl schon bei der Planung vorgesehen werden, wie beispielsweise beim Bau des Tunnels Farchant (Deutschland, Garmisch-Partenkirchen) im Jahr 2000 [10], als auch als Maßnahme zur Bewältigung von Verbrüchen während des Vortriebes, wie es beim Bau des 7864 m langen Karawankentunnels (Österreich, Slowenien, Bauzeit 1987 – 1991) [11] realisiert wurde.

Es gibt zwei Möglichkeiten bei der Anordnung eines solchen Pilotstollens: Die erste Möglichkeit ist eine Anordnung innerhalb des Tunnelprofils, und die zweite Möglichkeit ist eine Anordnung eines zusätzlichen Stollens außerhalb des Tunnelprofils. Befindet sich der Pilotstollen innerhalb des Tunnelprofils, so wird zuerst der Tunnel mit kleinerem Durchmesser vorgetrieben und anschließend auf den endgültigen Tunnelquerschnitt mittels Aufweitungsmaschinen oder in bergmännischer Bauweise erweitert.

Beim 2.370 m langen Straßendoppeltunnel Farchant [10] wurde zum Beispiel zur Erkundung des Gebirges ein Pilotstollen mit 3,2 m Durchmesser im Felsbereich der Weströhre von Süden her mit einer Hartgestein-Tunnelbohrmaschine vom Typ Robbins aufgeföhren. Bei dem anstehenden Gebirge handelte es sich um einen Hauptdolomitkern der alpinen Trias. Der Pilotstollen erbrachte eine Reihe von Vorteilen hinsichtlich der geologischen Vorerkundung, den Aufschlüssen über die zu erwartenden Bergwasserverhältnisse, der Vorentwässerung beim späteren Vortrieb der Kalotte, der saugenden Bewetterung sowie dem geringeren Sprengmittelverbrauch.

Die zweite Möglichkeit, mit Anordnung des Pilotstollens außerhalb der Tunnelprofile, wird in diesem Kapitel als mögliche Variante 1 beim Bau des Schmücketunnels zur Beherrschung des Grundwassers betrachtet. Dabei befindet sich der Pilotstollen bzw. Drainagestollen, wie in der folgenden Abbildung (Abb. 3.2) dargestellt, zwischen beiden Tunnelröhren. Die Stollensohle liegt höhenmäßig unter der Sohle des geplanten Schmücketunnels, hierdurch wird eine reine Schwerkraftentwässerung von dieser Stelle aus ermöglicht.

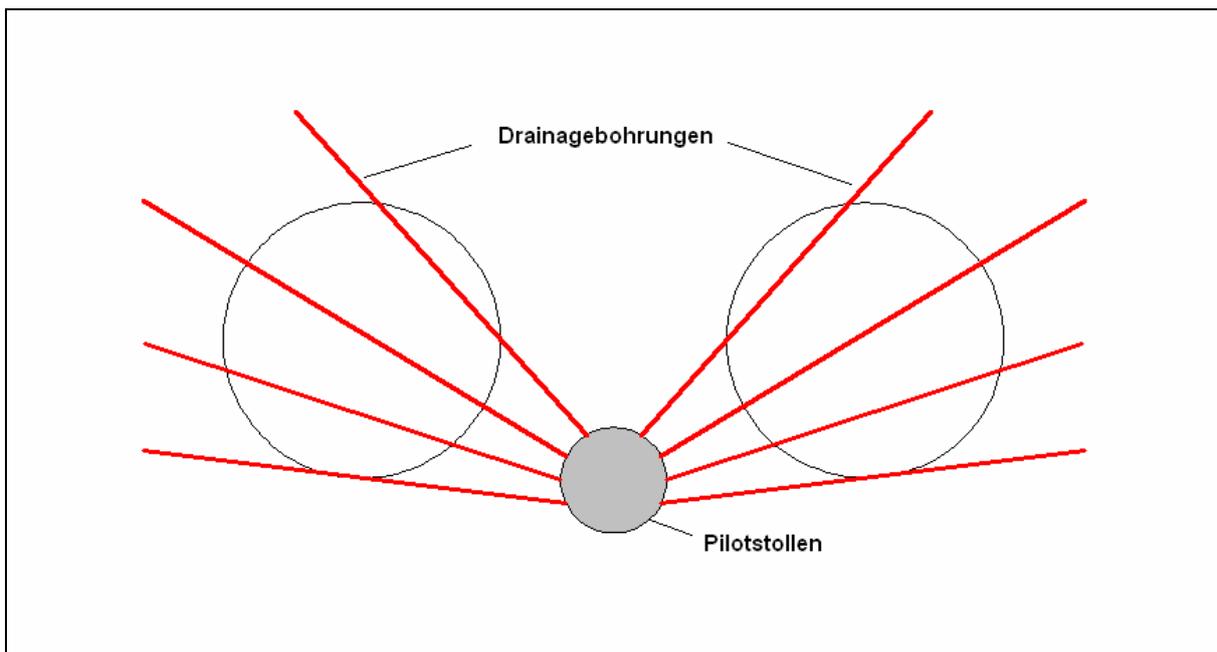


Abb. 3.2: Variante 1 – Vorlaufende Entwässerung durch Pilotstollen

Der Pilotstollen wird mittels einer Microtunnelmaschine aufgeföhren, wobei sich der Einsatz einer gebrauchten Maschine vorteilhaft auf die Wirtschaftlichkeit des Gesamtprojektes auswirken würde. Der Durchmesser ist dabei abhängig von den auf dem Markt verfügbaren gebrauchten Microtunnelmaschinen, wobei im Voraus von einem Durchmesser von ca. 2,5 – 3 m ausgegangen werden kann.

Der Bau eines solchen Drainagestollens empfiehlt sich vor allem bei starkem Wasserandrang. Ebenfalls dient dieser im Zuge des Vortriebs auch der Wasserableitung. Zur Entwässerung des umliegenden Baugrundes ist eine perforierte Spritzbetonschale vorgesehen. Durch diese Perforation wird das anfallende Bergwasser an der Laibung des Pilotstollens gefasst und schließlich über den Stollen abgeföhrt. Bei unzureichendem Erfolg dieser konstruktiven Maßnahme können zusätzlich radiale Drainagebohrungen (siehe Abb. 3.2) aus dem Inneren des

Pilotstollens vorgenommen werden. Diese Bohrlochdrainagen sollten möglichst viele wasserführende Klüfte durchstoßen und das anstehende Gebirge entwässern.

Die betrachtete Variante mit Pilotstollen bringt einige Vorteile mit sich. Neben der vorlaufenden und linienhaften Entwässerung erhalten die Planer und die bauausführenden Firmen auch zusätzliche Erkenntnisse über den Baugrund. Durch diese umfassenden geologischen Informationen besteht eine hohe Vertragssicherheit für das Bauvorhaben. Allerdings bringt der zusätzliche Pilotstollen höhere Baukosten und erheblicheren Mehraufwand an Zeit mit sich. Dies ist u. a. durch zusätzlich anfallendes Ausbruchmaterial von ungefähr 2500 m³, allein für den Bereich im Röt, begründet. Da das Rötgestein eine bindige Eigenschaft aufweist, war auf Grund der kurzen Vorlaufzeit bei der Planung des Schmücketunnels eine erfolgreiche Entwässerung sehr fraglich. Im Nachgang zu den Vortriebsarbeiten ist allerdings festzustellen, dass die Entwässerung über einen Pilotstollen zeitlich durchaus realisierbar gewesen wäre. Allerdings muss angemerkt werden, dass für den Bau eines solchen Stollens in der Planungszeit kein Baurecht bestand.

3.2.1.2 Variante 2 - Ulmenstollen

Als zweite Variante zur vorlaufenden Entwässerung des Baugrundes wird in diesem Abschnitt der Ulmenstollenvortrieb erläutert. Der wesentliche Unterschied zu Variante 1 ist hierbei, dass einzelne Teilquerschnitte des Tunnels zur vorlaufenden Entwässerung mit herangezogen werden und somit der Entwässerungsstollen innerhalb der Tunnelprofile liegt. Bei der Entwässerung über Teilquerschnitte gibt es zwei Möglichkeiten: Einerseits die Variante mit inneren und äußeren Ulmenstollen als Entwässerungsstollen und andererseits die in diesem Kapitel vorgestellte Variante 2 mit nur einem Ulmenstollen, wie in der folgenden Abbildung (Abb. 3.3) dargestellt.

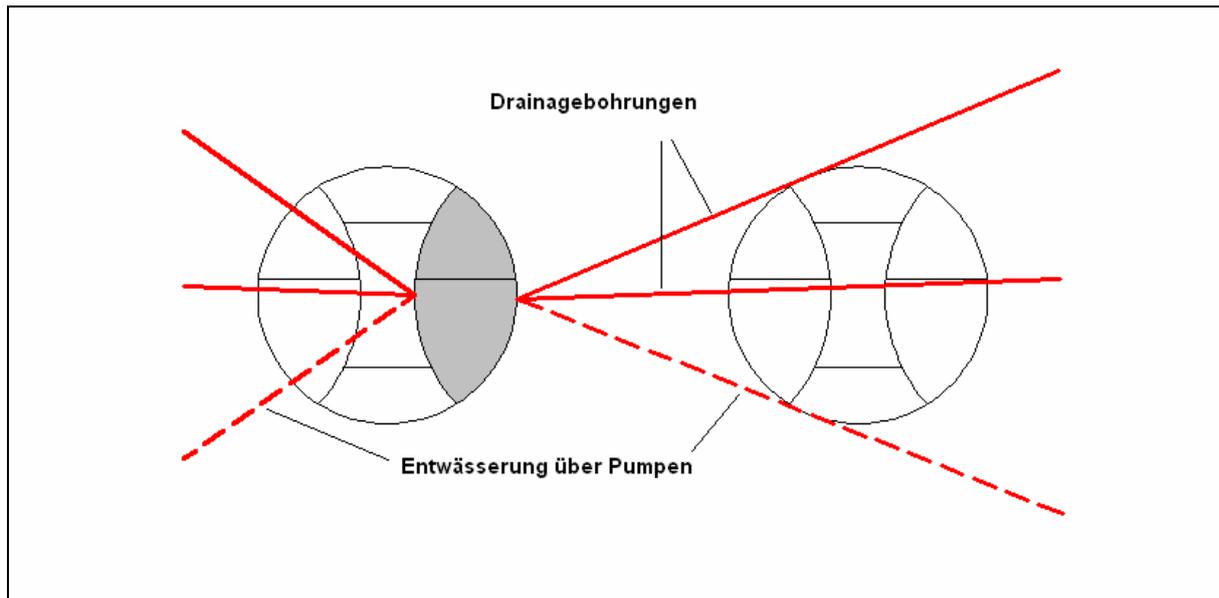


Abb. 3.3: Variante 2 – Vorlaufende Entwässerung durch Ulmenstollen

Die Wasserfassung erfolgt im vorauseilenden Ulmenstollen analog der Variante 1 mittels einer perforierten Spritzbetonschale. Bei Bedarf können zusätzlich Drainagebohrungen aus dem vorauseilenden Ulmenstollen heraus für eine weitere Entwässerung des Gesteins sorgen. Außerdem besteht die Möglichkeit, bei unzureichender Entwässerung des Baugrundes die Wasserhaltung über Pumpen zu realisieren.

Ein Beispiel aus der Praxis ist der 2.400 m lange Limburger Tunnel (Deutschland). Bei Überlagerungshöhen von ungefähr 10 bis 30 m wird von dem Tunnel wechselndes und geotechnisch anspruchsvolles Gebirge durchörtert. Dabei handelt es sich um überwiegend verwitterte bis zersetzte Tonschiefer sowie tertiäre und quartäre Tone, Schluffe und Sande. Der Grundwasserspiegel befindet sich ca. 5 bis 10 m unter der Geländeoberfläche und somit über bzw. im Bereich der Tunnelfirste. Aus Gründen der Standsicherheit war beim Vortrieb des Tunnels eine Unterteilung des Ausbruchquerschnittes erforderlich. Es wurde überwiegend ein Ulmenstollenvortrieb mit zusätzlichen Sicherungsmaßnahmen an der Ortsbrust ausgeführt. Vor allem starke Wasserzutritte an der Ortsbrust führten zu Stabilitätsproblemen und damit zu Behinderungen beim Vortrieb Nord. In diesem Abschnitt lag der Tunnelquerschnitt in stark verwitterten und erheblich geklüfteten bis kleinstückig zerlegten Tonschiefern. Des Weiteren stand der Grundwasserspiegel in diesem Bereich ca. 15 m oberhalb der Firste an. Um das über Klüfte und

Schieferungsfugen im Bereich der Ortsbrust zutretende Wasser abzuführen, wurde in der Sohle der vorausseilenden Ulmenstollenstrosse eine Drainage verlegt und alle 10 – 20 m ein Pumpenschacht bis unter die Tunnelsohle hergestellt.

Im Nachgang wurde seitens der Planer festgestellt, dass eine wirksame, dem Vortrieb vorausseilende Entwässerung des Gebirges die Behinderungen beim Vortrieb und den erhöhten Sicherheitsaufwand wesentlich reduziert hätte [12].

Vor allem in Bereichen mit deutlich niedrigeren Gesteinsfestigkeiten infolge tiefgründiger Verwitterung oder im Lockergestein bietet die Kernbauweise mit Ulmenstollen Vorteile in der Anwendung. Bei dieser Bauweise werden zunächst entlang dem Ausbruchsrand der Ulmen zwei oder mehrere beherrschbare Querschnitte aufgefahren. Anschließend wird die Kalotte ausgebrochen und gesichert, wobei die Ulmenstollen als Auflager für das Kalottengewölbe dienen. Anschließend entsteht ein in diesen Teilbereichen hergestelltes, später zusammenhängendes Gewölbe.

Der vorausseilende Ulmenstollen sorgt nicht nur für Entlastung des Wasserandrangs beim Vortrieb der weiteren Teilquerschnitte, sondern er dient gleichzeitig als Erkundungsstollen für weitere geotechnische Informationen. Zusätzlich gilt diese Variante als setzungsarm und weniger seitendruckanfällig, da der Kern stehen bleibt und als Ortsbrustsicherung dient. Als Nachteile sind der erhebliche Zeitaufwand und die hohen Baukosten zu sehen. Diese resultieren aus den zahlreichen Teilquerschnitten und den zum Teil beengten Verhältnissen beim Einbringen der Sicherungen. Des Weiteren besteht ein erhöhtes Verbruchsrisiko durch das häufige Umsteifen. Durch die Teilquerschnitte entstehen Spannungsüberlagerungen im Gebirge und Auflockerungen, da sich die im Gebirge bildenden Schutzhüllen überschneiden. Bei einer eventuellen Verbesserung des Gebirges im Zuge des Baufortschritts sind bei diesem Bauverfahren Umstellungsvorgänge auf einen Kalottenbetrieb mit erheblichen Aufwendungen verbunden. Dies ist dadurch begründet, dass ein Wechsel nicht innerhalb des Kalottenquerschnitts stattfindet, sondern die Gesamtkonzeption von Ausbruch und Sicherung sowie die gesamte Logistik betrifft. Ulmenstollenvortriebe sollten sich deshalb auf schwierige Randbedingungen, wie beispielsweise hohe Seitendrucke und besondere Setzungsanforderungen beschränken [13].

3.2.2 Variante 3 - Grundwasserabsenkung mittels Brunnen von Übertage

Eine weitere Variante der betrachteten Grundwasserproblematik ist die temporäre Grundwasserabsenkung mittels Brunnen von der Erdoberfläche aus, die auch letztendlich beim Bau des Schmücketunnels angewendet wird. Bei dieser Variante wird der Grundwasserspiegel mit einer gewissen Vorlaufzeit nur für die Dauer des Vortriebs abgesenkt. Diese Maßnahme wird notwendig, wenn das anstehende Grundwasser den Vortrieb zu sehr behindert oder gar unmöglich machen würde. Dies ist in der Regel in grundwassergefüllten Lockergesteinen mit hohem Porenvolumen (> 30 %) bzw. großem k-Wert notwendig. Bei tieferliegenden Tunneln sind zwei Varianten bei der Grundwasserabsenkung mittels Brunnen möglich, zum einen durch Tiefbrunnen und zum anderen durch Vakuumtiefbrunnen.

Bei Tiefbrunnenanlagen sorgen Pumpen dafür, dass das Wasser an die Geländeoberfläche gepumpt wird, dabei ist die Förderhöhe praktisch unbegrenzt. In der Anlage werden nur Druckleitungen verwendet, so dass das Leitungssystem gegen Undichtigkeiten kaum anfällig ist. Beim Ausfall einer Pumpe fällt nur ein Brunnen aus und nicht die gesamte Brunnengalerie. Ein weiterer Vorteil dieser Tiefbrunnenanlagen besteht darin, dass sich beliebig viele Brunnen nachträglich in die Brunnengalerie mit einbeziehen lassen. Dies wird beispielsweise erforderlich, wenn sich herausstellt, dass mit den zunächst installierten Brunnen das erforderliche Absenkziel nicht erreicht werden kann. Tiefbrunnen werden hauptsächlich als Kiesschüttungsbrunnen mit Filterdurchmessern von 350 bis 1250 mm ausgeführt. Die zugehörigen Bohrdurchmesser betragen ungefähr 500 bis 1500 mm. Nach dem Bohren erhält das Bohrloch eine Sauberkeitsschicht aus Filterkies, auf die das unten geschlossene Sumpfrohr, mit dem mindestens 3 m langen Filterrohr und darüber den erforderlichen Aufsatzrohren, hineingestellt wird. Dann wird der Filterkies, der eine Körnung von 4 bis 8 mm aufweist, eingefüllt. Bei feinkörnigen Böden muß der Filter zur Beachtung der Filterregeln zweistufig ausgeführt werden. Heute werden häufig auch Filterrohre mit entsprechendem Sand- bzw. Kiesbesatz fertig geliefert.

Beim Vakuumtiefbrunnen wird durch das Aufbringen von Unterdruck, der auf den umgebenden Boden wirkt, der Wasserentzug in Bodenarten, in denen eine reine Schwerkraftentwässerung nicht mehr funktioniert, unterstützt. Dazu wird der Kiesfilter durch eine eingestampfte Tondichtung an seiner Oberseite luftdicht abgeschlossen.

Zur Hebung des Wassers wird, wie bei einem normalen Tiefbrunnen, eine Druckpumpe verwendet.

In der folgenden Abbildung ist das technologische Prinzip einer Grundwasserabsenkung von der Geländeoberfläche aus mittels Brunnen abgebildet (Abb. 3.4).

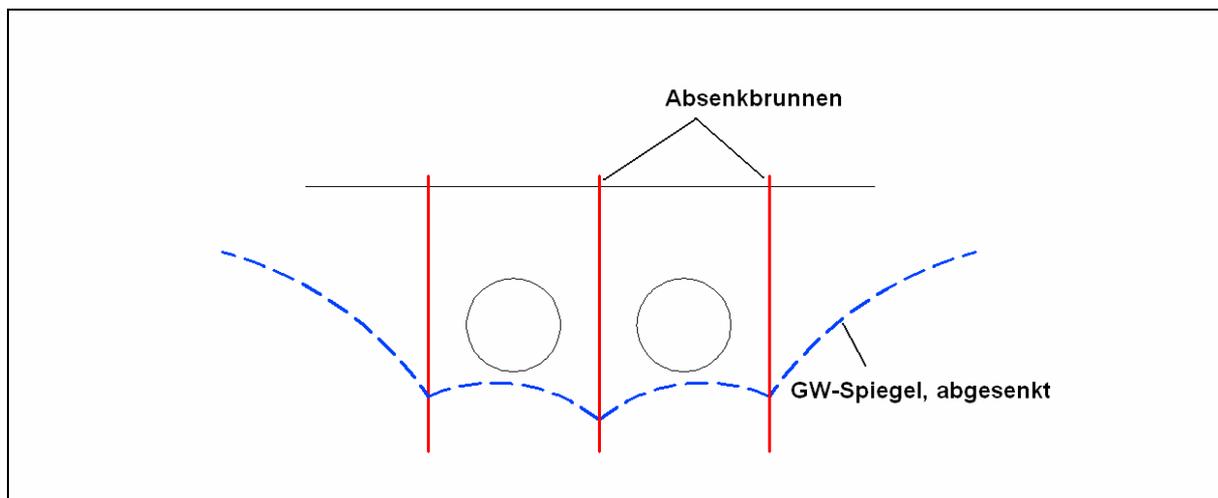


Abb. 3.4: Variante 3 – Grundwasserabsenkung mittels Brunnen

Dabei werden die notwendigen Bohrungen von der Geländeoberfläche aus bis unter die Tunnelsohle abgeteuft.

Eine Grundwasserabsenkungsanlage kam beispielsweise beim 2.765 m langen Tunnel Niedernhausen (Hessen, Deutschland) zum Einsatz. Der Tunnel wurde vom nördlichen Tunnelanschlag aus über eine Länge von ca. 350 m in vollständig verwitterten und zersetzten Tonschiefern der grundwasserführenden Schwall-schichten, die eine geringe Festigkeit und hohe Verformbarkeit besitzen, aufgeföhren. Zur Ausführung kam ein Ulmenstollenvortrieb mit kurzen Abschlag-tiefen. Dabei gestalteten sich die Vortriebsarbeiten insbesondere wegen des hohen Grundwasserspiegels sehr schwierig und führten, wegen des durch den Wasserzufluss verzögerten Sohlschlusses, zu großen Senkungen der Geländeoberfläche. Zur Stabilisierung der Ortsbrust war es darum erforderlich, die Ortsbrust mit Spritzbeton und Ankern zu sichern. Dadurch waren die Vortriebsleistungen mit etwa 1 m/Tag in den Ulmenstollen sehr gering und dementsprechend unwirtschaftlich. Zusätzlich erfolgte eine vorausseilende Entwässerung des anstehenden Gebirges. Zunächst wurden von der Anschlagwand

des Nordvortriebes aus bis zu 50 m lange horizontale Vakuumburgen betrieben. Außerdem erfolgte im Zuge des Vortriebs von der Ortsbrust aus das Setzen von Vakuumpflanzen. Allerdings konnten diese Maßnahmen keinen absoluten Erfolg verzeichnen. Die Wasseraustritte im Bereich der Ortsbrust wurden lediglich vermindert, aber nicht verhindert. Die Folgen waren Schlammabildung im Bereich der Sohle und daraus resultierende Behinderungen beim Vortrieb.

Daraufhin wurde das anstehende Grundwasser mit Hilfe von Vakuumburgen, die von der Geländeoberfläche aus dem Vortrieb vorseilend bis unter die Tunnelsohle abgeteufelt wurden, abgesenkt. Letztendlich konnten durch diese Technologie die Vortriebsleistungen deutlich gesteigert werden [14].

Beim Schmücketunnel wurden vakuumunterstützte Brunnen für die Grundwasserabsenkung geplant. Allerdings stellte sich während der Inbetriebnahme heraus, dass gewöhnliche Tiefbrunnen ausreichen. Aus diesem Grund erfolgte die Grundwasserabsenkung im Bereich des Rötts durch gewöhnliche Tiefbrunnen. Dieser Wechsel wirkt sich entscheidend auf die Baukosten aus, da durch den Einsatz der Tiefbrunnen geringere Energiekosten anfallen.

Aus dem Grund der Anwendbarkeit im Bereich der Schmücke wird als Variante 3 der Einsatz von Tiefbrunnen zur Grundwasserabsenkung betrachtet.

Vorteil der Grundwasserabsenkung mittels Brunnen ist die sichere Entwässerung des Baugrundes. Dies erhöht die Standsicherheit des Tunnels während des Vortriebs erheblich. Außerdem befindet sich die gesamte Technik an der Geländeoberfläche und somit nicht im Bereich der Tunnelbaustelle, was eine Behinderung der Vortriebsarbeiten zur Folge hätte. Allerdings wirken sich die hohen Energiekosten auf die Baukosten negativ aus, welche aber bei dem Einsatz von Tiefbrunnen viel geringer sind als bei Vakuumburgen. Des Weiteren ist diese Variante bezüglich der Auswirkungen auf das FFH-Gebiet kritisch zu betrachten und muss mit den Umweltbehörden abgewogen bzw. diskutiert werden. Dabei sind durch die resultierende Änderung des Grundwasserspiegels vor allem Auswirkungen auf die vorhandene Flora zu erwarten. Allerdings erfolgt die Wasseraufnahme der meisten Pflanzen entweder aus der Bodenfeuchte bzw. ggf. aus kapillar aufsteigendem Grundwasser. Nach eingehenden Untersuchungen im Bereich der Schmücke wurde im hydrogeologischen Gutachten [U2, S75 ff.] festgestellt, dass das

Potenzial an Auswirkungen der Wasserhaltungen auf die Vegetation als sehr gering eingeschätzt werden kann. Allerdings konnte auf Grund der komplexen Hydrogeologie keine belastbare quantifizierbare Bewertung gegeben werden. Aus diesem Grund sollten präventive Maßnahmen zur Bewässerung der Vegetation vorbehalten und bei Auftreten nachhaltiger Beeinträchtigungen der Pflanzen auf Grund der Grundwasserabsenkungen auch betrieben werden. Dabei ist eine Bewässerung der Vegetation mit dem aus dem Brunnen gefördertem Wasser, ohne enorme zusätzliche Kosten möglich. Auf Grund der starken Mineralisation des Wassers sollten jedoch die Auswirkungen auf die Vegetation überwacht werden.

3.2.3 Abdichtung und Ertüchtigung mittels Vereisung

3.2.3.1 Allgemeines

Die Technik der Baugrundvereisung ist eine noch relativ junge Spezialdisziplin der Geotechnik. Deshalb verfügen nur relativ wenige Unternehmen über das nötige Know-how. Im Tunnelbau dient das Gefrierverfahren zur Verfestigung des Untergrundes und als Sperre gegen eintretendes Grundwasser. Diese, im Tunnelbau relativ selten angewendete Variante, kommt vor allem bei sehr schwierigem Baugrund zum Einsatz, da das Gefrierverfahren durch eine geringe Wirtschaftlichkeit gekennzeichnet ist. Zum Gefrieren sind immense Kühlleistungen erforderlich, die ihrerseits hohe Installations- und Betriebskosten nach sich ziehen. Die Gefrieranlage weist einen schlechten Ausnutzungsgrad auf, sobald der Boden einmal gefroren ist. Grundsätzlich kann jeder Boden mit hinreichend großem Wassergehalt vereist werden. Bei zu niedrigem Wassergehalt, wie beispielsweise im Sommer, besteht die Möglichkeit einer künstlichen Berieselung, um den Boden während der Bauzeit gefrierfähig zu machen. Eine Ausnahme bilden sehr durchlässige Böden mit einer starken Grundwasserströmung, da die eingebrachte Kälte durch das lokal herrschende Wasser ständig abgeführt wird und somit keine Eisbildung stattfinden kann. Letztendlich ist ebenfalls anzumerken, dass es sich bei der Vereisung um eine reversible und anpassungsfähige Maßnahme handelt. Durch die Vereisung wird der anstehende Baugrund extrem fest und wasserdicht. Daraus resultiert die Möglichkeit, den Tunnelquerschnitt im Ganzen aufzufahren, was baubetrieblich und

bauwirtschaftlich ein großer Vorteil ist. Darüber hinaus handelt es sich um eine umweltfreundliche Methode, da nach Abschluss der Arbeiten die Vereisungskörper wieder auftauen und keine Schadstoffe im Erdreich zurückbleiben.

Das Haupteinsatzgebiet der Baugrundvereisung liegt in Problemzonen bei bergmännisch vorgetriebenen Tunnelvortrieben in Lockergesteinen, Kriechhängen und glazialen Schotterrinnen. Die sog. Vereisungskörper werden dabei entweder von der Geländeoberfläche her, aus einem Stollen oder direkt von der Ortsbrust aus hergestellt.

Bei der Baugrundvereisung kommen zwei Verfahren zum Einsatz (Abb. 3.5):

- Vereisung mit Sole
- Vereisung mit Stickstoff

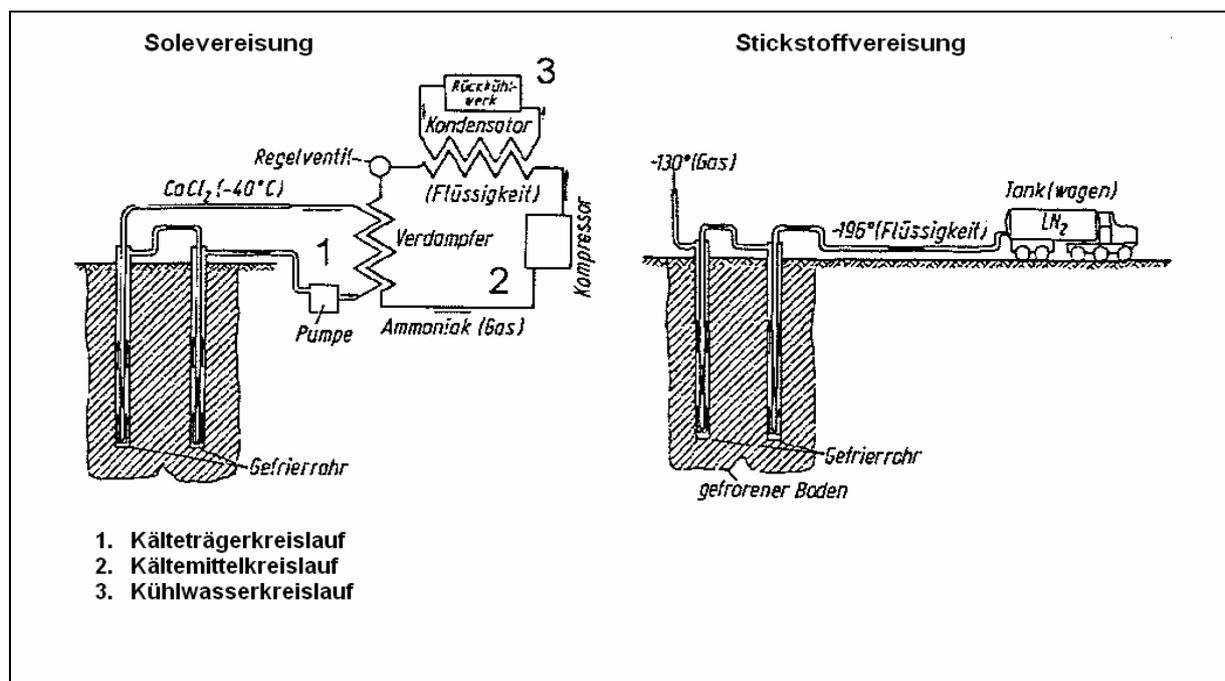


Abb. 3.5: Methoden der Baugrundvereisung [7]

Dabei fungieren als Kälte-träger hauptsächlich Ammoniak und Kohlensäure. Um dem Boden die Wärme zu entziehen und ihn schließlich zu vereisen, zirkulieren diese Kälte-träger in sog. Gefrierrohren, welche in den Baugrund eingebracht werden [7].

Bei der Solevereisung kommen stationäre Kühlaggregate zum Einsatz. Dabei wird das gasförmige Kältemittel (z.B. Ammoniak) mittels Kompressoren verdichtet und verflüssigt. Anschließend erfolgt in einem Verdampfer, in dem das Kältemittel und

der Kälteträger in einem getrennten Kreislauf zirkulieren, die Abkühlung der Sole (z. B. CaCl_2) des Kälteträgers auf ca. -40°C .

Bei Tunnelbaustellen, bei denen der Vortrieb möglichst schnell gehen muss, wird bei der Baugrundvereisung statt Sole flüssiger Stickstoff verwendet. Der Stickstoff hat den Vorteil, dass er wesentlich schneller und stärker (bis -196°C) kühlt. Bei dieser Methode ist keine Kühlmaschine, sondern nur ein Tankwagen nötig. Andererseits hat der Stickstoff aber den Nachteil, dass er verdampft und dadurch der Verbrauch sehr hoch ist.

Die beiden folgenden Kapitel beschreiben zwei mögliche Varianten zur Beherrschung des Grundwassers beim Bau des Schmücketunnels. Dabei beinhaltet die Variante 4 die Solevereisung aus einem Stollen und die Variante 5 die Stickstoffvereisung von der Ortsbrust aus.

3.2.3.2 Variante 4 - Gefrierverfahren aus einem Stollen

Zur Beherrschung der Grundwasserproblematik, vor allem im Bereich des Rotliegenden, wird bei dieser Variante die vorlaufende Solevereisung aus einem Stollen heraus betrachtet. Hierbei wird im Vorlauf des Tunnelbaus ein zusätzlicher Pilotstollen im Durchmesser von ca. 2,5 – 3,0 m erstellt, aus dem die Solevereisung in das Erdreich eingebracht wird. Diese vorlaufende Maßnahme ist notwendig, da die Vereisungskörper mittels Sole nur sehr langsam entstehen und dadurch den eigentlichen Vortrieb im Bauablauf behindern würden. Der Pilotstollen befindet sich, wie in der folgenden Abb. 3.6 gezeigt, oberhalb der beiden geplanten Tunnelröhren.

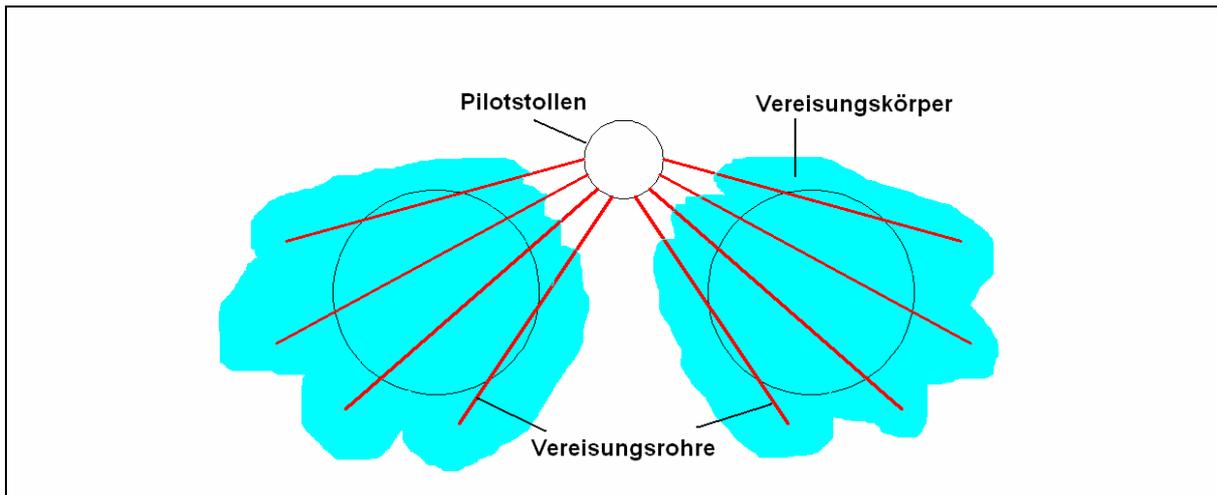


Abb. 3.6: Variante 4 – Gefrierverfahren aus einem Stollen

Um zusätzliche Baukosten zu minimieren und eine Wirtschaftlichkeit für das gesamte Tunnelprojekt „Schmücketunnel“ zu erzielen, könnte beim Vortrieb des zusätzlichen Pilotstollens eine gebrauchte Microtunnelmaschine eingesetzt werden.

Bei dieser Technik werden in exakt berechneten Abständen Gefrierrohre eingebracht. Diese bestehen meist aus zwei konzentrisch angeordneten Rohren. Durch das innere Rohr erfolgt der Zulauf der bis zu -40°C kalten Sole, die dann im Ringraum zwischen Innen- und Außenrohr in die Gefriermaschine zurückläuft und erneut gekühlt wird (Abb. 3.7). Nach und nach wird dem Boden die Wärme entzogen, und es bilden sich um die Rohre zylinderförmige Frostkörper.



Abb. 3.7: Gefrierrohre im Pilotstollen – während der Montage (links) und im Betrieb (rechts) [8]

Die Solevereisung wurde beispielsweise von der Firma Max Bögl GmbH & Co. KG [29] beim Bau des U-Bahnhofes am Marienplatz in München angewendet [8]. Bei diesem Bauvorhaben wurden in der oberen Tertiärsandschicht zwei Pilotstollen

jeweils über den beiden Haupttunneln aufgefahren, von denen aus fächerförmig relativ kurze Vereisungsbohrungen abgeteuft werden konnten. Die 100 m langen Pilotstollen wurden als Rohrvortrieb DN 2000 mit einem Drucklufttaubenschild und Stahlbetonrohren hergestellt. Nach der Herstellung der Pilotstollen wurden als Vereisungsbohrungen sog. Spülbohrungen im Dickspülverfahren mit einem Durchmesser von 88,9 mm angewendet. Die Stahlbetonrohre der Pilotstollen wurden mit Kernbohrungen perforiert und die Bohrungen über Preventer gegen das anstehende Grundwasser hergestellt. Letztendlich verblieben die Bohrrohre als Vereisungsrohre im Baugrund. Das Bohrloch tiefste wurde nach Erreichen der Endteufe abgedichtet und jede Bohrung nach einer Druckprobe für den Einbau der Solespeiserohre freigegeben. Insgesamt wurden bei dem gesamten Projekt 654 Bohrungen mit einer Gesamtlänge von 3990 lfd. m hergestellt. Als Kälte-träger diente eine Kalziumchloridlösung die mit einer Vorlauf-temperatur von -38°C das Gefrieren des Bodens vornahm. Parallel zu den Bohrarbeiten erfolgte die Montage der Gefriermaschinen. Für ca. 5000 m^2 zu gefrierenden Boden wurden zwei mobile Gefrieranlagen mit jeweils 275 kW Kälteleistung installiert (Abb.3.8).



Abb. 3.8: Gefrieranlagen auf dem Marienhof in München [8]

Neben den bereits in Kapitel 3.2.3.1 erwähnten Vorteilen der Baugrundvereisung sind die zusätzlichen Kenntnisse zum anstehenden Boden durch den vorseilenden Pilotstollen zu sehen. Dadurch können die Risiken beim Vortrieb bezüglich Projekterfolg, Zeitplan und Wirtschaftlichkeit erheblich minimiert werden. Nachteilig

sind allerdings die hohen Kosten der Solevereisung zu erwähnen. Außerdem müssen bei der Baustelleneinrichtung auf Grund der erforderlichen Gefrieranlagen zusätzliche Stellflächen eingeplant werden, wie auf dem Marienhof in München ausgeführt (Abb. 3.8).

3.2.3.3 Variante 5 - Gefrierverfahren von der Ortsbrust aus

Bei dieser betrachteten Variante ist geplant, das Gefrierverfahren mittels Stickstoff direkt von der Ortsbrust aus anzuwenden. Dieses Verfahren ist im Vergleich zu der Solevereisung wesentlich teurer, dafür aber auch bezüglich der Aneisungsphase im anstehenden Baugrund schneller. Dieser Aspekt resultiert daraus, dass der flüssige Stickstoff bis -196 °C abgekühlt werden kann. Des Weiteren ist bei dieser Variante kein zusätzlicher Pilotstollen geplant, da die Vereisung direkt von der Ortsbrust aus stattfindet. Dabei werden die für die Vereisung erforderlichen Bohrungen von der Ortsbrust in Richtung Vortrieb parallel zur Tunnelachse eingebracht. Anschließend werden die Vereisungskörper durch den Einsatz von flüssigem Stickstoff hergestellt.

Beim Wandersmanteltunnel, am Autobahnkreuz Wiesbaden (Hessen, Deutschland) gelegen, wurde die Stickstoffvereisung durch die Firma STUMP Spezialtiefbau GmbH [30] angewendet. Um bei dieser Baumaßnahme eine sichere Schildanfahrt zu ermöglichen, wurde flüssiger Stickstoff (LN_2) eingesetzt. Aus baubetrieblichen Gründen war es nicht möglich, die für die Vereisung notwendigen Bohrungen von der Ortsbrust in Richtung Vortrieb parallel zur Tunnelachse einzubringen. Deshalb wurde bei der Anordnung der Gefrierrohre eine „außergewöhnliche“ Ausführungsvariante gewählt. Die Vereisungsbohrungen wurden alle von einer Fläche oberhalb des Anfahrbereichs vertikal abgeteuft. Die insgesamt 183 Bohrungen mit Tiefen zwischen 6 bis 12 m wurden im Spülbohrverfahren hergestellt. Als Bohrspülung wurde eine Dickspülung mit Dämmerzusatz gewählt, um ein weiteres Eintragen von Flüssigkeit und Baugrund zu verhindern. Anschließend wurde der zu gefrierende Boden über die eingebauten Gefrierrohre indirekt mit dem eine Temperatur von -196 °C aufweisenden flüssigen Stickstoff beaufschlagt. Zusätzlich wurden bei dieser Tunnelbaustelle die Gefrierlanzen in Reihe geschaltet, um den Wirkungsgrad der Gefrieranlage besser zu nutzen. Dabei wurde das alte Abgas der ersten Lanze in

eine zweite, nachgeschaltete Lanze eingeleitet. Dieses Tunnelprojekt hat gezeigt, dass mit Hilfe der Stickstoffvereisung innerhalb kurzer Zeit ein dichter und tragfähiger Vereisungskörper hergestellt werden kann.

Allerdings ist ebenfalls anzumerken, dass die Stickstoffvereisung trotz ihres geringen Aufwandes aus wirtschaftlichen Gründen nur für kleine Vereisungskörper und temporäre Vereisungsmaßnahmen geeignet ist, da Stickstoff verdampft und daraus letztendlich ein hoher Verbrauch resultiert. Der Einsatz dieser Methode erfolgt deshalb nicht bei Baugrundvereisungen im großen Stil. Ferner dient sie beispielsweise der kurzzeitigen Ortsbrustvereisung von der Erdoberfläche aus, um beim maschinellen Vortrieb eventuelle Störfälle unmittelbar im Grundwasser beheben zu können [9].

3.2.4 Variante 6 – Injektionsverfahren

Eine weitere wassersperrende Maßnahme neben der Gefriermethode ist das Injektionsverfahren, welches bei dem Variantenvergleich als Variante 6 betrachtet wird.

Bei Injektionsverfahren werden die Hohlräume des anstehenden Gebirges durch Einpressen geeigneter Flüssigkeiten verschlossen. Durch dieses Verfahren verringert sich die Wasserdurchlässigkeit, und gleichzeitig erhöht sich die Standfestigkeit des Gebirges. Dabei kann grundsätzlich anhand der eingesetzten Injektionsmittel zwischen Zementinjektionen, chemischen Injektionen und Kunstharzinjektionen unterschieden werden. Die Injizierbarkeit des anstehenden Baugrundes bzw. die Eignung eines Injektionsmittels sind von folgenden Faktoren abhängig:

- mineralogische Zusammensetzung des Bodens
- Kornverteilung
- Mächtigkeit und Raumstellung der Schichtflächen
- Kluftnetz des Gebirges
- Wasserdurchlässigkeit des Gebirges
- hydrostatischer Druck des Grundwassers

- Richtung und Geschwindigkeit der Grundwasserströmung
- chemische Eigenschaften des Grundwassers

Vor allem bei hohen Kluftwasserdrücken mit geringen Kluftvolumina ist der Einsatz von Injektionsverfahren geeignet. Dabei kann der umgebende Baugrund zur Lastabtragung mit herangezogen werden, was für Tunnelbauwerke unter dem Einfluss sehr hoher Wasserdrücke von besonderer Bedeutung ist. Prinzipiell wird dem Vortrieb vorausgehend ein Injektionskörper in der Form eines geschlossenen Ringes hergestellt. Auf Grund des erhöhten Strömungswiderstands wird durch eine Entwässerung innerhalb des Ringes der Potentialgradient im injizierten Gebirge gesteigert. Dies führt schließlich zu einer Aufnahme des hydrostatischen Druckes durch den Injektionsring.

Diese Injektionstechnik wurde beispielsweise beim Bau des 23,5 km langen Seikan-Tunnels in Japan angewendet. Ein hydrostatischer Druck von 24 bar und die Gefahr von Meerwassereintritten erforderten bei diesem Unterwasserbauwerk umfangreiche Injektionen mit Zement sowie Injektionen auf Wasserglasbasis [15].

Prinzipiell werden zur Absperrung von Berg- und Grundwasser im Tunnelbau das konventionelle Injektionsverfahren oder das Düsenstrahlverfahren bzw. Jet-Grouting-Verfahren angewendet. Während bei den konventionellen Injektionsverfahren nur die vorhandenen Poren und Hohlräume des Baugrundes mit Injektionsmaterial verfüllt werden, wird beim Düsenstrahlverfahren der anstehende Boden durch einen energiereichen Schneidstrahl aus Wasser oder Zementsuspension aufgeschnitten und ausgefräst. Dabei wird die Kornstruktur des Bodens zerstört. Es entsteht eine in-situ-Vermischung des Bodens mit der eingepressten Zementsuspension. Dabei kann es u. U. auch zu einem kompletten Bodenaustausch kommen. Auf diese Weise entsteht ein nahezu homogener Boden-Zement-Körper, dessen Zusammensetzung wesentlich durch den anstehenden Boden bestimmt wird. Die überschüssige Suspension tritt vermischt mit Bodenpartikeln meist über den Bohrlochringraum zutage und wird dort gefasst. Eine Anwendung des Düsenstrahlverfahrens ist über das gesamte Kornverteilungsband möglich, so kann es nicht nur in Kiesen und Sanden, sondern auch im gesamten Schluffbereich angewandt werden (Abb. 3.9).

Bei dieser Betrachtung muss allerdings angemerkt werden, dass der Energie- und Materialaufwand mit Zunahme der bindigen Bodenanteile erheblich zunehmen.

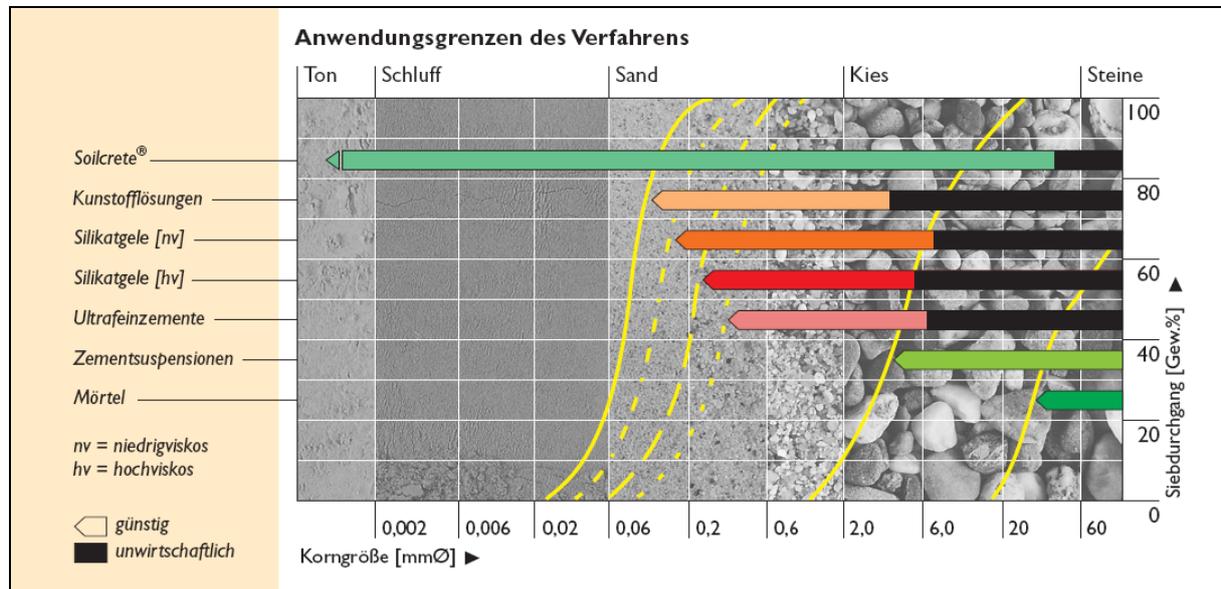


Abb. 3.9: Anwendung der Injektionstechnik [31]

Liegen die aufzufahrenden Tunnelröhren im Grundwasser, ist die Herstellung eines Dichtungsblockes aus horizontalen Düsenstrahlsäulen nicht ausführbar. Aus diesem Grund muss das Düsenstrahlverfahren von der Geländeoberfläche oder aus Schächten erfolgen. Der Bohransatzpunkt sollte möglichst oberhalb des Grundwasserspiegels liegen. Ist das nicht der Fall, so ist darauf zu achten, dass keine Rücklaufsuspension aus dem Bohrloch austritt. Es kommt sonst zu einem unkontrollierten Austritt eines Gemisches aus Rücklaufsuspension, Grundwasser und anstehendem Boden. Die Folge sind Verbrüche am Bohrloch, Fehlstellen in den Injektionssäulen sowie Sackungen im Baugrund.

Eine Möglichkeit, doch unterhalb des Grundwasserspiegels zu bohren und die Grundwasserproblematik zu bewältigen, ergibt sich durch folgende Ausführungsvariante: Die Arbeitsgänge „Bohren und Ableiten der Überschuss-suspension“ erfolgen beim horizontalen Düsenstrahlverfahren an zwei verschiedenen Punkten. Der Austritt von Grundwasser und Suspension werden am Bohrpunkt durch den Einsatz einer Stopfbuchse verhindert. Des Weiteren wird die Rücklaufsuspension über eine separate Bohrung auf die Geländeoberfläche geleitet. Dabei sollte diese Bohrung vor Düsbeginn auf die Höhe der auszuführenden Säule abgeteuft werden. Zusätzlich sorgt diese für eine Druckentlastung und gewährleistet

in der Säule einen gleichmäßigen Säulendruck während der Herstellung und des Abbindens der Säule. Dieses Verfahren wurde beispielsweise beim Bau der Münchener U-Bahn-Linie U2-Ost am Bahnhof Josephsburg angewendet [16].

Bei der Eignung dieser Variante für den Schmücketunnel ist allerdings festzustellen, dass es sich bei dem vorhandenen Baugrund im Röt um ein lehmiges Zersatzprodukt handelt, welches eine geringe Scherfestigkeit vorweist. Diese Eigenschaft würde letztendlich zu einem Versagen dieser Injektionsmethode führen. Außerdem ist diese Variante als unwirtschaftlich zu bewerten, da der gesamte Tunnelquerschnitt im anstehenden Röt injiziert werden müsste, um erfolgreich die Grundwasserproblematik zu bewältigen. Aus diesen Gründen wird diese Variante 6 nicht weiter betrachtet und entfällt im anschließenden Variantenvergleich.

3.3 Bewertung der Varianten

In diesem Kapitel werden die im Kapitel 3.2 vorgestellten Varianten nach verschiedenen Kriterien bewertet. Dabei werden lediglich die Varianten 1 bis 5 betrachtet. Die Variante 6 wird bei dieser Bewertung nicht berücksichtigt, da der anstehende Boden im Röt nicht injizierbar ist. Die vorgenannten fünf Varianten werden im folgenden Variantenvergleich (Tab. 3.1) hinsichtlich der nachstehenden Kriterien

- Konstruktion,
- Erfolg der Wasserhaltung,
- Baurisiko,
- Umweltverträglichkeit,
- Bauzeit,
- Baukosten,
- Sicherheit,
- besondere Risiken

im Hinblick auf die beste bis schlechteste Zielerreichung und kleinste bis größte Beeinträchtigung untersucht und einer Gesamtbewertung unterzogen. Anschließend folgt die Benennung der Vorzugsvariante.

3 Maßnahmen zur Beherrschung des Grundwassers

Variante	Variante 1		Variante 2		Variante 3		Variante 4		Variante 5	
Kriterien	- Pilotstollen -		- Ulmenstollen -		- Brunnen von Übertage -		- Vereisung mit Sole -		- Vereisung mit Stickstoff -	
Konstruktion	bergmännischer Vortrieb mit Pilotstollen	+	bergmännischer Vortrieb mit Ulmenstollen	+	bergmännischer Vortrieb mit Brunnelgalerie	+	bergmännischer Vortrieb durch Solevereisung	+	bergmännischer Vortrieb durch Stickstoffvereisung	+
Erfolg der Wasserhaltung	kritisch zu bewerten	o	kritisch zu bewerten	o	sichere Absenkung des Grundwassers	+ +	komplette Absperrung bzw. Vereisung des GW	+ +	komplette Absperrung bzw. Vereisung des GW	+ +
Baurisiko	erhöhte Vertragssicherheit durch umfassende geologische Information	+ +	zeit- und kostenintensiv; überwiegend erschwerte Baudurchfurchführung	--	erhöhte Vertragssicherheit durch zusätzliche geologische Information	+	hohe Vertragssicherheit durch umfassende geologische Informationen; keine Querschnittsteilung	+ +	keine Querschnittsteilung; unwirtschaftliche Methode	o
Umweltverträglichkeit	keine Bedenken	+ +	keine Bedenken	+	Belange von Naturschutz werden bedingt eingehalten	-	keine Bedenken, da keine Grundwasserabsenkung	+ +	keine Bedenken, da keine Grundwasserabsenkung	+ +
Bauzeit	Aufwand durch zusätzlichen Pilotstollen; Dauer der Gebirgsentwässerung ist nicht bestimmbar	o	langsameres Bauverfahren; Dauer der Gebirgsentwässerung ist nicht bestimmbar	-	nach Inbetriebnahme der Brunnen schneller Vortrieb	+ +	Vereisung aus voraus-eilenden Pilotstollen; Sole vereist langsam	o	Vereisung direkt an Ortsbrust; Auffahrung im ganzen Querschnitt	+ +
Baukosten	Einsatz einer gebrauchten Microtunnelmaschine für Pilotstollen	+	hohe Lohnkosten; geringe Vertragsicherheit durch geringe geologische Informationen	o	hohe Energiekosten durch Betrieb der Pumpen	+	kostenintensiv durch Einsatz von Sole; zusätzliche Energiekosten; Pilotstollen	--	sehr kostenintensiv durch Einsatz von Stickstoff	--
Sicherheit	bei unzureichender Entwässerung geringe Standfestigkeit; gute Kenntnis über Baugrund	+	Entwässerung von der Ortsbrust hat hohe Risiken	--	sichere Entwässerung; gute Standfestigkeit	+ +	sicherer Vortrieb im ganzen Querschnitt; bei Havarie der Kühlmaschinen fraglich	+	sicherer Vortrieb im ganzen Querschnitt	+ +
besondere Risiken	technische Wirksamkeit und Genehmigungsverfahren problematisch	-	verlängerte Bauzeit verzögert Verkehrswirksamkeit und Projektfinanzierung	--	Genehmigungsverfahren durch die Umwelthörde problematisch; Abhängigkeit von Stromversorgung	-	Probleme bei Ausfall der Kühlmaschinen; Abhängigkeit von Stromversorgung	-	Abhängigkeit von Stickstofflieferant; Finanzierung nicht möglich	--
Reihenfolge	nachrangig	2.	nachrangig	5.	vorrangig	1.	nachrangig	3.	nachrangig	4.
Gesamtbewertung	baubare Variante mit verlängerter Bauzeit; verzögerter Verkehrswirksamkeit		Variante mit verlängerter Bauzeit; verzögerte Verkehrswirksamkeit; geringe Vertragssicherheit; hohes Baurisiko		Vorzugsvariante		baubare Variante mit höheren Kosten durch Pilotstollen und Solevereisung		unwirtschaftlichste Variante	
Legende	Zielerreichung: ++ + o - -- /		beste gute durchschnittliche schlechte schlechteste entfällt		Beeinträchtigung: ++ + o - -- /		kleinste kleine durchschnittliche große größte entfällt			

Tab. 3.1: Variantenvergleich

Die vorgestellte Variantenuntersuchung führt aus Sicht des Autors zu einem Ausscheiden der Variante 2 – bergmännischer Vortrieb mit Ulmenstollen. Bei dieser Variante ist auf Grund der Bauweise mit verlängerter Bauzeit zu rechnen, was wiederum eine verzögerte Verkehrswirksamkeit nach sich ziehen würde. Es besteht eine geringe Vertragssicherheit und damit aus tunnelbautechnischer Sicht ein hohes Baurisiko durch die geringen Kenntnisse zur der vorhandenen Geologie. Ebenfalls scheidet als unwirtschaftlichste Bauweise die Variante 5 – bergmännischer Vortrieb mittels Stickstoffvereisung – aus. Durch den Einsatz des kostenintensiven Stickstoffes wäre nach Ansicht des Autors die Projektfinanzierung nicht möglich. Die gleichen Gründe für ein Ausscheiden sind bei Variante 4 – bergmännischer Vortrieb mittels Solevereisung – zu sehen. Die Anwendung von Sole ist im Vergleich zum Stickstoff kostengünstiger, aber auch langsamer bezüglich der Bauzeit. Die durch den Pilotstollen anfallenden Mehrkosten sind ebenfalls kritisch zu bewerten. In Abwägung aller Faktoren wird meinerseits die Variante 1 – bergmännischer Vortrieb mit Pilotstollen – als nachrangiges Bauverfahren mit dem 2. Rang bewertet. Diese Variante beinhaltet ein beherrschbares Baurisiko durch die im Pilotstollen gewonnenen umfassenden geologischen Informationen. Allerdings ist mit der verlängerten Bauzeit eine verzögerte Verkehrswirksamkeit gegeben. Trotz aller Bedenken kann im Nachgang der Vortriebsarbeiten im Schmücketunnel festgestellt werden, dass diese Variante zur Beherrschung der Grundwasserproblematik im Rötgestein funktioniert hätte.

Der im Variantenvergleich als Variante 3 betrachtete bergmännische Vortrieb in Verbindung mit einer Grundwasserabsenkung durch Brunnen von Übertage besitzt hinsichtlich aller betrachteten Kriterien die beste Zielerreichung und die geringste Beeinträchtigung. Bei der Grundwasserabsenkung mittels Brunnen ist der Bauablauf auf Grund der umfassenden zusätzlichen geologischen Informationen durch eine hohe Vertragssicherheit gekennzeichnet. Durch die vorausseilende Gebirgsentwässerung und die daraus resultierende verbesserte Standsicherheit des anstehenden Baugrundes ist ein beherrschbares Baurisiko zu erwarten.

Auf Grund der von mir geführten Variantenuntersuchung wird Variante 3 – bergmännischer Vortrieb mittels Brunnen von Übertage – als ausgewogenstes Bauverfahren und damit als Vorzugsvariante zur Beherrschung der Grundwasserproblematik beim Bau des Schmücketunnels empfohlen.

3.4 Empfehlung zur Beherrschung der Grundwasserproblematik

Da im Bereich des Oberen Buntsandsteins (Röt), insbesondere auf Grund von Auslaugungserscheinungen schwierige Gebirgsverhältnisse vorliegen, sind aus Sicht des Autors zur Beherrschung der Grundwasserproblematik, neben dem Einsatz der Grundwasserabsenkung mittels Brunnen, weitere Maßnahmen zur Wasserhaltung nötig und empfehlenswert. Selbst bei der Grundwasserabsenkung mittels Brunnen besteht die Gefahr einer unvollständigen Gebirgsentwässerung und eines daraus resultierenden Standsicherheitsproblems vor allem im Rötgestein. Deshalb erscheint mir eine Kombination verschiedener temporärer Entwässerungs- und Absperrmaßnahmen als technisch sinnvoll im Hinblick auf Anpassungsfähigkeit an die jeweils angetroffenen geologischen und hydrologischen Verhältnisse.

Aus diesem Grunde sollten vor allem im Bereich des Oberen Buntsandsteins neben der reinen Grundwasserabsenkung zusätzlich Drainagemaßnahmen ergriffen werden. Dies hätte den Vorteil, dass bei reinem Versagen der Grundwasserabsenkung sofort von seitens der Bauleitung mit dem Einsatz von Drainagemaßnahmen reagiert werden könnte. Die Drainagemaßnahmen bei einem Tunnelbauwerk verhindern den Aufbau des Wasserdrucks hinter der Spritzbetonschale, welcher beispielsweise bei quellhaftem, örtlich begrenztem Wasseraustritt aus Klüften und Schichtgrenzen entstehen kann. Durch Drainagen werden baubetriebliche Störungen und Schäden am Bauwerk weitestgehend unterbunden, da die Bergwässer drucklos abgeleitet werden.

In der folgenden Tabelle 3.2 sind einige Möglichkeiten der Vorabdichtungs- und Drainagemaßnahmen bei Tunnelbauwerken dargestellt.

Vorabdichtung	Ableitungsverfahren
<ul style="list-style-type: none"> • Spritzbeton mit Schnellbindemittel • Injektionen, Verdämmung, etc. 	<ul style="list-style-type: none"> • Drainage und Vorabdichtung (Oberhasliverfahren) • Wasserableitung mit Eternit oder galvanisierten Blechkanälen • Wasserableitung mit Kunststoffrohren • Wasserableitung mit Drainagehalbschalen • Streifen- oder flächenhafte Vordichtung mit: <ul style="list-style-type: none"> - Kunststoffvlies - Höckerfolien - Bitumengeweberahmen

Tab. 3.2: Vorabdichtungs- und Ableitungsverfahren

Das anfallende Wasser sollte bereits an der Tunnellaibung aufgefangen werden, um anschließend durch Rinnen bzw. Rigolen im Gravitationsgefälle oder über Pumpensümpfe mittels Pumpen kontrolliert in den Vorfluter gefördert werden. Dadurch soll ein Aufweichen der Tunnelsohle und das Abschwemmen bzw. das Abdrücken des Spritzbetons von der Tunnellaibung verhindert werden.

Das Auffangen des Bergwassers an der Tunnellaibung wird, je nach Intensität und lokalen Verhältnissen, durch Abschlauchen mittels Drainagehalbschalen oder durch Einsatz von Noppenbahnen im Bereich des austretenden Wassers realisiert. Vor allem bei lokalem, relativ gut abgrenzbarem Wasseraustritt im Tunnelbauwerk kommt aktuell die Abschlauchmethode zum Einsatz. Bei dieser Methode werden biegsame, drahtnetzverstärkte PVC-Halbschalen mit schnellabbindendem Mörtel an die Tunnellaibung angeklebt oder mit Heftklammern auf die erste Spritzbetonlage aufgeschossen. Das anfallende Wasser wird über diese baumartig verlegten PVC-Halbschalen gesammelt und anschließend in eine Rinne abgeleitet. Die zweite Möglichkeit zum Ableiten des Wassers ist vor allem bei großflächigem Wasseraustritt der Einsatz von sog. Noppenfolien. Die Befestigung dieser aus Kunststoff bestehenden Noppenfolien erfolgt durch hochfeste Stahlnägel und die Abdichtung der Ränder meist mit schnellabbindendem Mörtel. Bei dieser Methode wird das anfallende Wasser über die bis zur Bodenrinne angebrachten Noppenfolienstreifen gesammelt und anschließend in einer Rinne abgeleitet.

Eine weitere empfohlene Zusatzmaßnahme sind Entlastungsbohrungen oder Entwässerungsbohrungen. Diese sind vor allem bei auftretenden feuchten Stellen an der Spritzbetonlaibung sowie an freigelegten Gebirgsflächen notwendig, um die Standfestigkeit des Baugrundes zu gewährleisten. Prinzipiell werden diese Bohrungen als Vollbohrungen mit dem vor Ort vorhandenen Bohrwagen hergestellt. Anschließend sind die anfallenden Wasserzutritte zu fassen und mittels Abschlachungen der Wasserhaltung zuzuleiten.

Abschließend bleibt anzumerken, dass auf Grund der großen Bandbreite der erwarteten Gebirgsverhältnisse und deren unregelmäßiger Verteilung, abgesehen von wirtschaftlichen Überlegungen, verschiedene Wasserhaltungsmaßnahmen in Betracht kommen. Die Auswahl und der Umfang der entsprechenden temporären Entwässerungsmaßnahmen sind während der Vortriebsarbeiten von den am Bau Beteiligten festzulegen und anhand der aktuellen Erfahrungen und Messwerte anzupassen.

4 Messtechnik

4.1 Allgemeines

In der heutigen Zeit sind Messungen im Tunnelbau ein wichtiger Bestandteil der statischen Nachweisführungen. Dabei tragen vor allem die messtechnische Überwachung der Standsicherheitsparameter (Verformungen, Spannungen) und der Vergleich der Messergebnisse mit den Berechnungsergebnissen zu einer technisch und wirtschaftlich erfolgreichen Ausführung des Tunnelbauwerkes bei. Im Allgemeinen werden vor, während und nach der Bauausführung diverse Messungen am Tunnelbauwerk ausgeführt. Diese dienen im Wesentlichen zur Kontrolle der Standsicherheit, zur Dimensionierung der Tunnelschale und zur Überprüfung der Wirksamkeit der gewählten Sicherungs- und Auskleidungsmaßnahmen. Durch eine Gegenüberstellung der Ergebnisse von Messungen und Berechnungen lassen sich unter Umständen auch Rückschlüsse auf die Brauchbarkeit des angewandten Rechenverfahrens ziehen. Darüber hinaus können mit Hilfe von Vergleichsrechnungen die für die Berechnung maßgebenden Gebirgskennwerte korrigiert werden. Dadurch besteht die Möglichkeit, in erneuten Standsicherheitsberechnungen festzustellen, ob die Sicherung ausreichend dimensioniert ist oder ob Zusatzmaßnahmen nötig sind. Generell muss festgestellt werden, dass Spannungs- und Verformungsmessungen beim Tunnelbau enorm wichtig sind, da sie zurzeit die einzige Möglichkeit darstellen, die vorausgegangenen Standsicherheitsuntersuchungen zu überprüfen und somit eine fundierte Aussage über die Standsicherheit des Tunnelbauwerkes zu bekommen [17].

Nach der Richtlinie ZTV-Tunnel Teil-1 [23] ist das zur messtechnischen Überwachung erforderliche Messprogramm bereits in der Leistungsbeschreibung festzulegen. Die Planung des Messprogramms erfolgt unter Beachtung der ingenieurgeologischen, boden- und felsmechanischen sowie tunnelbautechnischen und baubetrieblichen Bedingungen. Allerdings muss angemerkt werden, dass die Planung der Messabläufe projektabhängig aufzustellen ist und keine Standardisierung erfolgen darf, da es sich bei jedem Tunnelbauwerk um ein Unikat handelt. Die im Messprogramm geplanten Abstände der Messquerschnitte in Tunnellängsrichtung sowie die darin enthaltenen Messintervalle sind den angetroffenen Verhältnissen beim Vortrieb anzupassen. Insbesondere ist bei

ungünstigen Gebirgsverhältnissen, wie beispielsweise bei Störzonen sowie bei kritischen Unterfahrungen von bestehenden Bauwerken und Verkehrswegen der Abstand der Messquerschnitte zu verringern und die Anzahl der Messungen zu erhöhen. Dabei richtet sich die Häufigkeit der Messungen vor allem nach der Verformungs- und Belastungsgeschwindigkeit im Tunnelbauwerk. Die Messungen müssen solange ausgeführt werden, bis die Zunahme der Verformung und Belastung gegen Null tendiert. Die Nullmessung sollte möglichst zu einem frühen Zeitpunkt stattfinden, um anhand der gewonnenen Messergebnisse die durch den Tunnelvortrieb verursachten Verformungen von Anfang an beobachten und beurteilen zu können.

Das folgende Kapitel 4.2 beinhaltet lediglich eine Auswahl der möglichen Messverfahren bei einer Tunnelbaustelle. Dabei wird speziell auf die Messung der Lage- und Höhenfestpunkte, die Verformungsmessung und die Profilmessung eingegangen. Weiterhin muss darauf hingewiesen werden, dass in dieser Arbeit eine vollständige Betrachtung in Anbetracht der Komplexität der Messtechnik nicht möglich ist.

4.2 Messverfahren

4.2.1 Präzisionsnetzmessung

Als Grundlage für alle vermessungstechnischen Arbeiten wird bei einem Tunnelbauwerk das sog. Präzisionsnetz aufgebaut. Dieses mit höchsten Genauigkeitsansprüchen ausgestattete Netz beinhaltet Festpunkte, welche eine feste Koordinate (Hoch- und Rechtswert) und eine Höhe besitzen. Diese Festpunkte werden permanent vermarktet, wobei zusätzliche Sicherungsmaßnahmen bezüglich der Zerstörungsgefahr durch die Baumaßnahmen getroffen werden. Aktuell werden die Festpunkte in ihrer Lage durch GPS (Global Positioning System) oder die aufwendigeren Polygonzügen sowie in der Höhe durch geometrische Nivellements bestimmt. Durch diese Methode werden die Festpunkte an das Landesnetz angehängt und erhalten somit globale Koordinaten. Um eine hohe Messgenauigkeit beim Tunnelbau zu erhalten, dürfen lediglich die Festpunkte innerhalb des Präzisionsnetzes für alle weiteren Vermessungsarbeiten verwendet werden.

4.2.2 Verformungsmessung

4.2.2.1 Konvergenzmessung

Konvergenzmessungen dienen zur Beurteilung der Standsicherheit und der Überwachung der örtlichen Verformung der Tunnelschale. Mit ihrer Hilfe können Verformungsgeschwindigkeiten und die Größe der Endverformung ermittelt werden. Durch Extrapolation ist möglichst frühzeitig festzustellen, ob eine Bestätigung des in den Planungen berechneten endgültigen Verformungswertes zu erwarten ist. Weiterhin sind dadurch kritische Deformationszustände durch Gebirgsveränderungen oder Ausbaufehler zu erkennen, so dass umgehend Gegenmaßnahmen zur Schadensvermeidung geplant und durchgeführt werden können. Die Messungen unterstützen auch die Kontrolle vortriebsbedingter Senkungen, die sich u. U. bis auf die Geländeoberkante und die Bebauungen auswirken.

Durch die Bestimmung von Längenänderungen zwischen Bezugspunkten der Tunnellaibung können Aussagen über die Verschiebungen und Deformationen getroffen werden. Die Messungen werden anfangs in kurzen, später bei zunehmender Stützwirkung der Sicherung in größeren Zeitabständen entsprechend den Forderungen des Messprogramms wiederholt. Weiterhin ist darauf zu achten, dass unmittelbar nach dem Abschlag die sog. Nullmessung durchgeführt wird, um somit einen aussagekräftigen Deformationsverlauf zu erhalten. In der Praxis werden eingesetzt:

- mechanische
- geodätische
- photogrammetrische Verfahren
- Laserscanning

Die Messungen sind dabei so auszuführen, dass rechtwinklig zur Tunnelachse Querprofile gemessen werden. Es entstehen vertikale Ebenen, in der die Verformungen der Hohlraumprofile am Besten nachzuweisen sind. Dabei enthält ein Messquerschnitt 3 bis 6 Konvergenzmessbolzen, die unmittelbar nach dem Freilegen der Hohlraumwandung gesetzt werden, um somit zeitnah die Nullmessung durchführen zu können. Der Abstand dieser Messquerschnitte ist abhängig vom

Zustand der vorherrschenden Gesteinsschichten und schwankt zwischen 10 m bei druckhaftem und 30 m bei standfestem Gebirge. Die unterirdischen Messquerschnitte sind so anzulegen, dass sie nach Möglichkeit mit den oberirdischen Messquerschnitten in einer Ebene zusammenfallen. So können Einflüsse, die Veränderungen der Tunnelschale und Senkungen der Geländeoberkante zur Folge haben, besser verglichen und interpretiert werden.

4.2.2.2 Oberflächenmessung

Vor allem bei oberflächennahen Tunnelbauwerken kommt die Setzungsmessung an der Geländeoberfläche zum Einsatz. Diese Messmethode dient zur Beurteilung der Konstruktion und des Bauverfahrens sowie zur Beweissicherung für eventuelle Rechtsstreitigkeiten. Als Messtechnik werden hauptsächlich Feinnivelliere verwendet.

Bei diesem Messverfahren werden Stahlbolzen vor Beginn der Vortriebsarbeiten im Gelände einbetoniert und anschließend eingemessen. Gemäß der Richtlinie ZTV-Tunnel, Teil 1 [23] sind die Messpunkte an der Geländeoberfläche so rechtzeitig zu installieren, dass die Nullmessung spätestens dann erfolgt, wenn sich die Ortsbrust noch in einem Abstand von mehr als dem zweifachen Tunneldurchmesser zum Messpunkt befindet. Bei eventueller Bebauung werden am Bauwerk, beispielsweise im Kellergeschoss, sog. Höhenbolzen angebracht. Eine weitere Möglichkeit der Punkteinnmessung innerhalb von Gebäuden ist durch den Einsatz von Schlauchwaagen gegeben.

4.2.2.3 Extensometermessung

Die Beurteilung des Tragverhaltens und der Standsicherheit von Tunnelbauwerken erfordert oft Kenntnis über Verteilung und Größe der vertikalen bzw. horizontalen Bodenverformungen. Da Konvergenzmessungen und Nivellements lediglich die Bewegungen einer Oberfläche (Hohlraumlaibung, Erdoberfläche) erfassen und nicht die Verformungen im Gebirge bzw. den Verformungsverlauf über die Tiefe, gehören

Extensometer zu den am häufigsten verwendeten Messinstrumenten, um die axiale Deformation entlang eines Bohrloches zu messen. Darüber hinaus werden sie ebenfalls zur Überwachung von Stütz- und Verankerungsmaßnahmen bei Hangsicherungen, Baugruben, Hohlraumbauten oder zur Beobachtung von Setzungen und Rutschungen eingesetzt.

Zur Erfassung der axialen Verschiebungen werden beim Tunnelbau Einfach- oder Mehrfachextensometer verwendet, die in ein vom Hohlraum oder im oberflächennahen Tunnelbau von der Erdoberfläche aus hergestelltes Bohrloch eingebracht werden. Die Größe und der zeitliche Verlauf dieser Verschiebungen sind wertvolle Indikatoren für die Höhe der Beanspruchung des Ausbaus und den Erfolg von Stabilisierungsmaßnahmen. Prinzipiell besteht ein Einfachextensometer, wie in der folgenden Abbildung 4.1 dargestellt, aus einem Rohrstahllanker, der im Bohrloch einzementiert wird, dem Messgestänge und dem durch Steinschrauben im Bohrlochmund befestigten Messkopf.

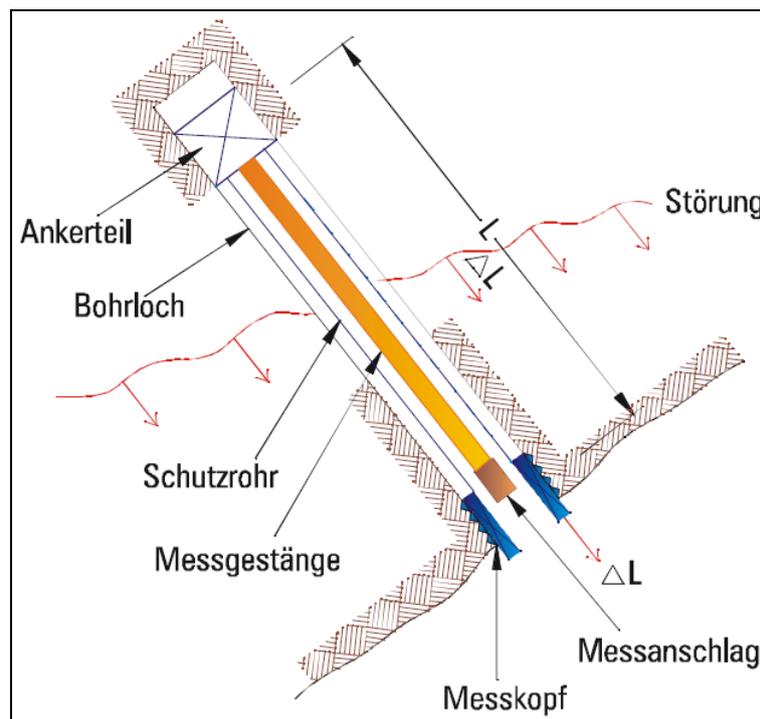


Abb. 4.1: Stangenextensometer der Fa. GEODATA [32]

Der Einbau des Ankerteils erfolgt so, dass er mit dem umgebenden Gebirge in einer Weise verbunden ist, die ihn dazu zwingt, die Gebirgsbewegung an dieser Stelle im gleichen Maße mitzumachen. Er ist fest mit einem Messgestänge verbunden, welches Bewegungen bis zu einem Messanschlag im Messkopf überträgt. Der

Messkopf ist durch Steinschrauben fest im Bohrlochmund verankert. Somit kann eine Relativbewegung zwischen Ankerteil und Bohrlochmund über eine Abstandsmessung zwischen Messkopf und Messanschlag mittels Messuhr oder elektrischen Wegaufnehmern erfasst werden. Aus konstruktiven Gründen für den Einbau sowie zum Schutz wird das Messgestänge zwischen Ankerteil und Messkopf in einem Hüllrohr geführt. Dieses Rohr ist jedoch so ausgeführt, dass es die Bewegung des Ankerteils und des Gestänges nicht hemmen und dadurch Messwertverfälschungen hervorrufen kann. Bei der Verwendung von Mehrfachextensometern bzw. mehreren Einfachextensometern verschiedener Länge entsteht ein Bild über den Umfang und das Verformungsverhalten der Auflockerungszone sowie über die Absolutverschiebung der Hohlraumlaibung.

Neben Stangenextensometern werden beim Tunnelbau auch Seil- und Drahtextensometer eingebracht. Vor allem die Drahtextensometer sind bei Erwartung gleichzeitiger horizontaler Verschiebungen vorteilhaft.

4.2.2.4 Inklinometermessung

Durch den Einsatz von Vertikalinklinometersonden werden im Tunnelbau die lateralen Deformationen mit sehr hoher Genauigkeit erfasst. Damit liefern sie die Komponenten der Felsbewegungen, die von Extensometern, welche lediglich die axialen Deformationen anzeigen, nicht erfasst werden können. Die häufigsten Einsatzgebiete der Inklinometer sind neben den Tunnelvortrieben auch die Überwachung von Dammschüttungen, Hangsicherungen, Hangbewegungen und Baugruben.

Wie in der folgenden Abb. 4.2 dargestellt, werden für Inklinometermessungen in den zu überwachenden Baugrund oder das Bauteil selbst Neigungsmessrohre eingebaut, die an ihrer Innenseite vier jeweils um 90° versetzte Führungsnuten aufweisen. In diese Messrohre werden in bestimmten Abständen elektrische Weggeber eingesetzt, die im Allgemeinen durch einen gespannten Draht miteinander verbunden sind und die relative Verschiebung des Bohrloches quer zur Achse in einem Polygonzug messen.

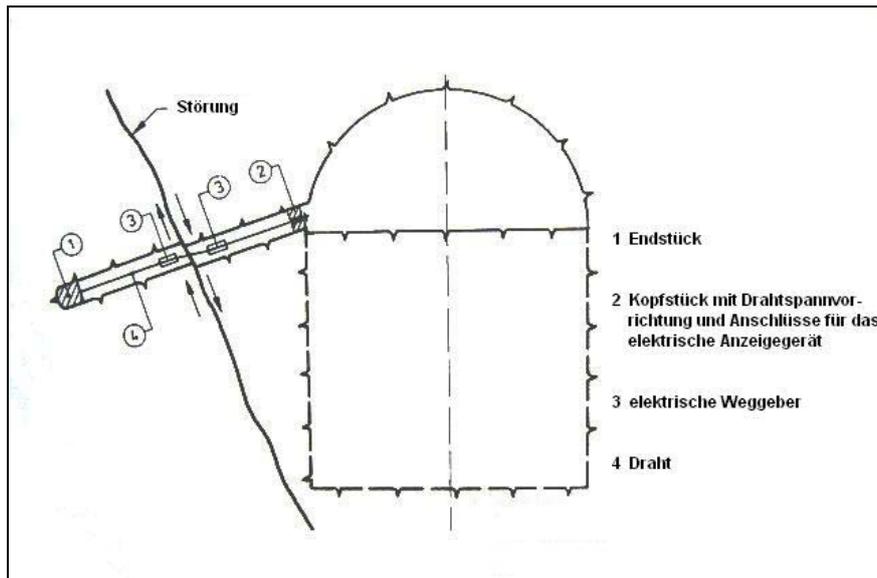


Abb. 4.2: Inklinometermessung beim Tunnelvortrieb [17]

Eine weitere Verwendungsmöglichkeit für Inklinometer besteht darin, sie nicht in einem Bohrloch zur Messung von Lateraldeformationen einzusetzen, sondern sie an der Geländeoberfläche horizontal liegend zur Setzungsmessung anzuordnen.

4.2.3 Vortriebsvermessung

Um einen wirtschaftlichen Erfolg der Tunnelbaumaßnahme sowie eine maximale Arbeitssicherheit gewährleisten zu können, werden während des Vortriebes verschiedene Messverfahren angewendet. Vor allem aus den erhöhten Anforderungen an die Qualitätssicherung und den Umweltschutz im Tunnelbau resultieren umfangreichere Kontrollmessungen mit einer immer höheren Messgenauigkeit. Die Vortriebsvermessung beinhaltet unter anderen die Herstellung der Vortriebsnetze, die Vortriebssteuerung, die Einrichtung des Bohrwagens, die Ausrichtung der einzubauenden Stützmittel an der Ortsbrust und die Vortriebskontrolle, bestehend aus der Profilvermessung.

Alle Messungen im Tunnel werden auf die globalen Koordinaten des Vortriebsnetzes bezogen, welches durch eine Festpunktverdichtung des in Kapitel 4.2.1 erwähnten Präzisionsnetzes aufgebaut wird. Auf Grund dessen bildet das Präzisionsnetz die Grundlage für alle Vortriebsvermessungen im Tunnelbauwerk. Die Bestimmung der einzelnen Festpunkte erfolgt mittels netzartiger Polygonzüge und einer

anschließenden Netzausgleichung durch geeignete geodätische Software. Als Messinstrument werden hauptsächlich elektrooptische Tachymeter eingesetzt.

Basierend auf den Festpunkten des Vortriebsnetzes folgen alle weiteren Messungen. Dabei wird hauptsächlich beim Einsatz von elektrooptischen Tachymetern die Methode der freien Stationierung angewendet.

Eine weitere wesentliche Aufgabe ist die Profilkontrolle im Tunnelquerschnitt. Die aus dem Bauverfahren resultierenden Über- und Unterprofile werden durch die Profilvermessung lokalisiert und anschließend beseitigt. Durch diese Kontrollmessung wird dem Bauunternehmen und der Bauleitung garantiert, dass das Tunnelprofil den erforderlichen Querschnitt erfüllt. Neben den Tachymetern kommen heutzutage bei der Profilvermessung auch Tunnelscanner zum Einsatz, welche nicht nur Über- und Unterprofile, sondern auch Schalendicken und in gewissem Rahmen auch Konvergenzen durch Vergleich mehrerer Aufnahmen erfassen.

4.3 Messprogramm am Schmücketunnel

In diesem Kapitel folgt eine Zusammenfassung über das Messprogramm am Schmücketunnel. Hierbei wird vor allem auf die angewendeten Messverfahren näher eingegangen, wobei die vermessungstechnischen Angaben aus Befragungen der Bauüberwachung für Vermessung, vertreten durch die Firma INTERMETRIC GmbH [33], Niederlassung Dresden stammen. Des Weiteren sind weitere Informationen über das angewendete Messprogramm dem Ausbruch- und Vermessungsübersichtplan der Firma Bernd Gebauer Ingenieur GmbH aus Anlage 3 zu entnehmen.

Vor Beginn der Vortriebsarbeiten wurde als vermessungstechnische Grundlage ein Präzisionsnetz in den Portalbereichen aufgebaut. Ziel dieser Maßnahme war es, Grundlagnetzpunkte für die Bau- und Beweissicherungsmessung im Bereich der zukünftigen Tunnelportale zu schaffen, welche höchsten Genauigkeitsansprüchen genügen. Ferner sollten die Festpunkte seitens ihrer Standorte und Vermarkung über die Dauer der Baumaßnahme der baubegleitenden und -überwachenden Vermessung als zuverlässige und einheitliche geodätische Grundlage dienen. Die Bestimmung der Festpunkte im Hauptnetz erfolgte über GPS mit einer Orientierung

im Thüringer Landessystem. Konkret wurde ein Hauptnetz mit jeweils vier Festpunkten am Nord- und Südportal angelegt, wobei diese Gauß-Krüger Koordinaten des dort maßgebenden vierten Streifens des Mittelmeridians (12° östliche Länge) besitzen. Allerdings ist anzumerken, dass zur Erlangung eines Netzmaßstabes von 1.000000 keine Gauß-Krüger-Reduktion der gemessenen Strecken erfolgte. Aufgrund dessen besteht zwar für die ermittelten Punktkoordinaten nach wie vor eine Affinität zum Landessystem, streng genommen handelt es sich aber aus Genauigkeitsgründen um ein lokales System und muss auch als ein solches betrachtet werden. Die folgende Abbildung enthält einen Ausschnitt über die Lage der beiden Portalnetze in Bezug auf die umliegenden trigonometrischen Punkte im Landessystem (Abb. 4.3).

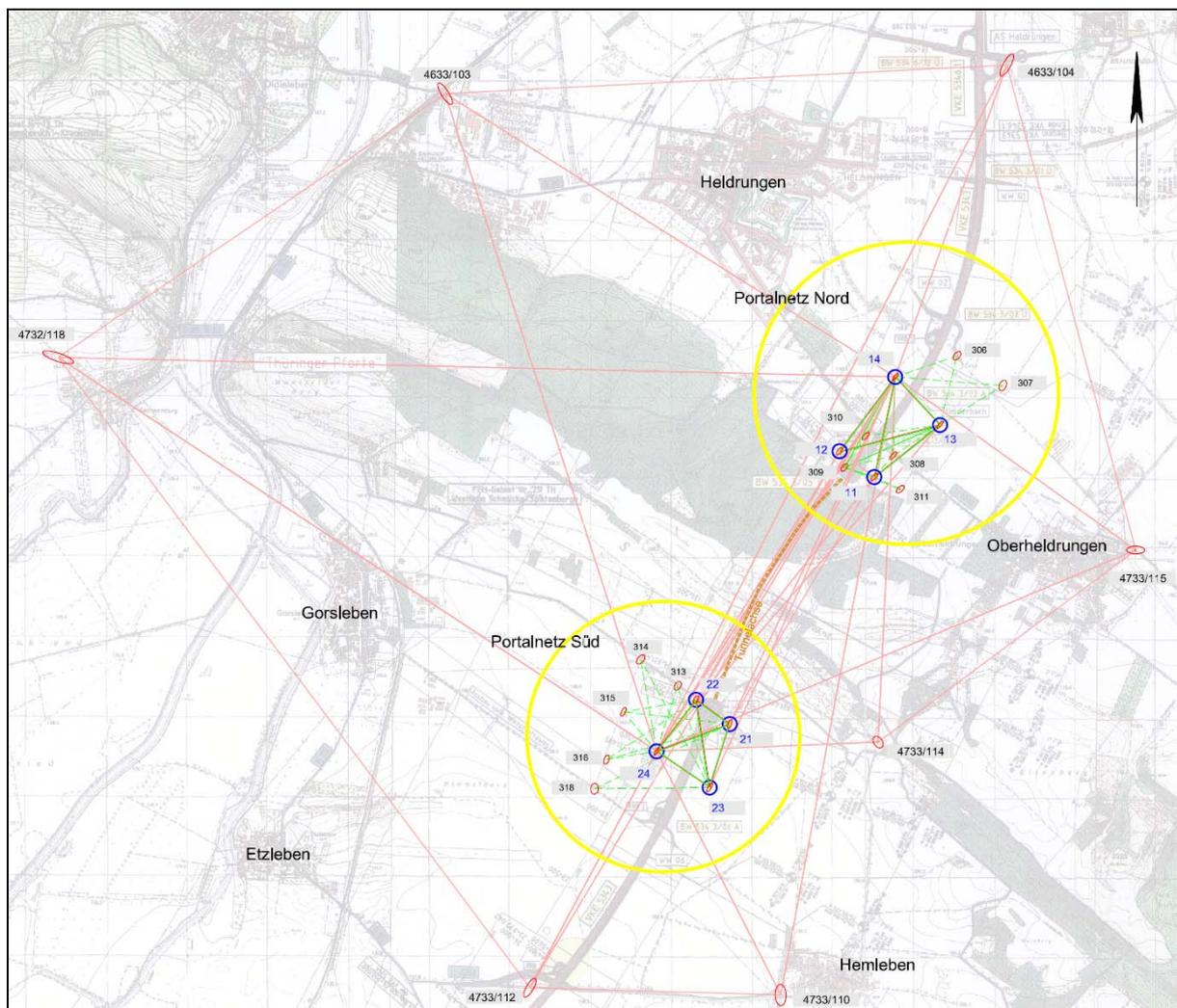


Abb. 4.3: Präzisionsnetz am Schmücketunnel, aufgestellt von der INTERMETRIC GmbH

Darüber hinaus erfolgte die höhenmäßige Anbindung des Netzes über vier staatliche Nivellementpunkte, die das Messgebiet umschließen. Dabei wurden die Festpunkte nivellitisch an das Höhensystem HN76 angeschlossen.

Mit der Schaffung des Grundlagennetzes waren alle Voraussetzungen für die vortriebsbegleitenden Messungen gegeben.

Für die Oberflächenmessung wurden an den beiden Tunnelportalen je fünf Messquerschnitte mit je sieben Messbolzen dauerhaft vermarkt. Zusätzlich wurden im Weingartental, aufgrund der geologisch schwierigen Baugrundsituation und der beiden oberflächennahen Tunnelvortriebe, insgesamt neun Messquerschnitte mit je fünf Messbolzen installiert. Noch vor den Tunnelanschlügen wurde die Nullmessung der Oberflächenmessung nivellitisch durchgeführt, um die aus dem Tunnelvortrieb resultierenden Gesamtsetzungen ermitteln und auswerten zu können.

Dem Tunnelvortrieb folgend wurden seitens der Tunnelvermesser in einem Abstand von ca. 80 m, wie in der folgenden Abb. 4.4 dargestellt, sog. Vortriebsfestpunkte an der Tunnellaibung angebracht und koordinatenmäßig über eine Netzverdichtung bestimmt. Dieses Vortriebsnetz bildet die Grundlage für alle Messungen innerhalb des Tunnelbauwerkes, um letztendlich Koordinaten im Gauß-Krüger-System zu erhalten. Somit sind nicht nur Aussagen über relative, sondern auch über globale Deformationen möglich.



Abb. 4.4: Festpunkt des Vortriebsnetzes im Schmücketunnel

Für die Konvergenzmessung beträgt der Regelabstand der Messquerschnitte 25 m, wobei auf den ersten 50 m in den Portalbereichen ein Abstand von 12,5 m gewählt

wurde. In der Abbildung 4.5 ist die Lage der insgesamt fünf Messpunkte pro Messquerschnitt ersichtlich.

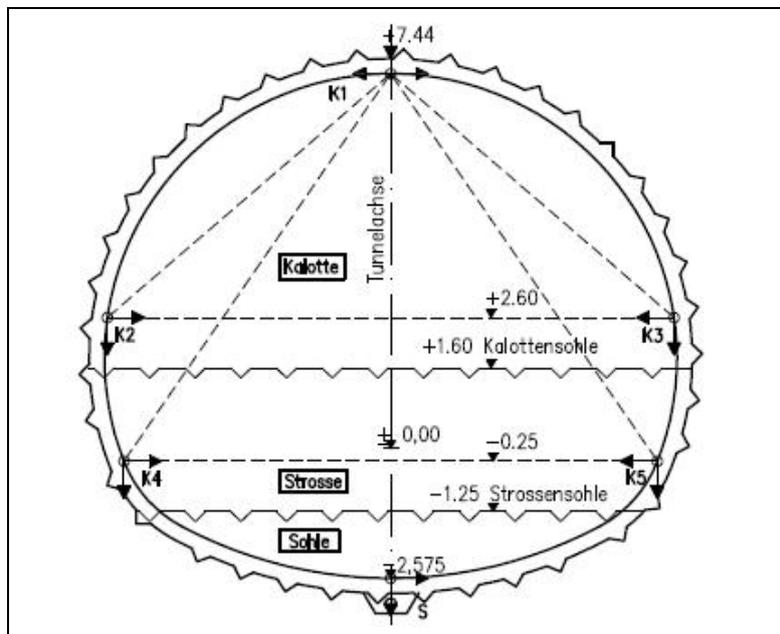


Abb. 4.5: Lage der Konvergenzmeßpunkte im Haupttunnel

Die Messpunkte wurden im Spritzbeton, unmittelbar hinter der Ortsbrust, installiert, um sofort die Nullmessung durchführen zu können. Während der 1. Bauphase, dem Kalottenvortrieb, wurden lediglich drei Messbolzen (K1, K2 und K3) für die Konvergenzmessung verwendet. Erst nach dem Ausbau der Strosse erfolgte der Einbau der zwei letzten Messbolzen (K4 und K5), die letztendlich den Messquerschnitt komplettieren. Zur Erfassung der geokinematischen Vorgänge wurde die Konvergenzmessung anfangs täglich durchgeführt, wobei mindestens drei Messquerschnitte von der Ortsbrust aus mit einbezogen wurden. Weiterhin wurden wöchentlich mindestens sechs Messquerschnitte und monatlich alle bestehenden Messquerschnitte bezüglich der Deformationen vermessungstechnisch überwacht. Die Konvergenzen wurden geodätisch mit einem elektrooptischen Tachymeter bestimmt, wobei die Stationierung über eine freie Standpunktwahl erfolgte. Bei der Konvergenzmessung wurde eine Messgenauigkeit von $\pm 1,0$ mm vorgeschrieben. Die Messergebnisse wurden seitens der Tunnelvermesser kontinuierlich mit den Prognosen der Berechnungen verglichen und in sog. Zeit-Setzungs-Diagramme der Bauüberwachung übermittelt. Ein solches Auswertungsdiagramm ist in der folgenden Abb. 4.6 dargestellt.

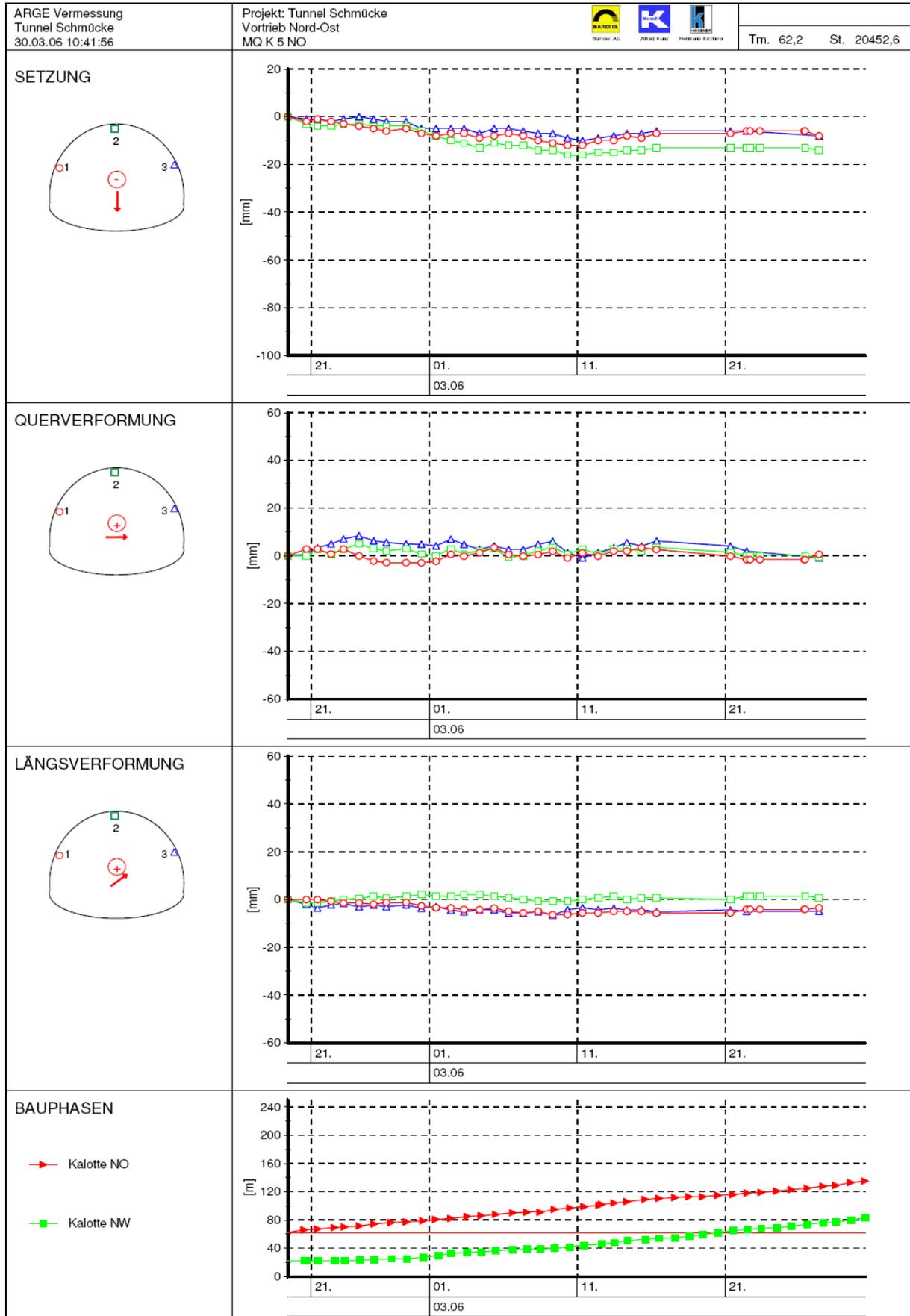


Abb. 4.6: Auswertung der Konvergenzmessung

Darin sind für den Querschnitt MQ 5 NO detaillierte Aussagen über die Setzung, die Querverformung und die Längsverformung in Abhängigkeit von der Zeit enthalten. Zusätzlich können die Auswirkungen der jeweiligen Bauphasen auf die Setzungen betrachtet und analysiert werden.

Zur Ermittlung von Verformungen im Gebirge wurden Verschiebungsmessungen mit Hilfe von Extensometern durchgeführt. Insgesamt wurden drei Messquerschnitte (Nordportal, Südportal und Weingartental) mit je sechs Extensometern installiert. Die in drei verschiedenen Längen abgestuften Extensometer, auch Dreifach-extensometer genannt, wurden von der Geländeoberfläche aus in vertikale Bohrlöcher eingeführt und in entsprechend festgelegten Einzellängen im anstehenden Gebirge befestigt. Die Messungen erfolgten mit einer Messgenauigkeit von $\pm 1/100$ mm an einem speziell ausgebildeten Messkopf mit einer geeichten Messuhr. Die Extensometer in den Portalbereichen wurden bereits vor den Tunnelanschlagen installiert und eingemessen. Im Weingartental wurden die Messquerschnitte und die unmittelbar folgende Nullmessung bereits vor Inbetriebnahme der Brunnengalerie hergestellt. Messhäufigkeit und Auswertung der Ergebnisse sind der Anlage 3 zu entnehmen.

Ebenfalls vor der Inbetriebnahme der Brunnengalerie wurden im Bereich des Weingartentals drei kombinierte Inklinometer bzw. Gleitdeformeter von der Geländeoberfläche aus hergestellt und unmittelbar folgend, nach Aushärtung der Ringraumverfüllung, eine Nullmessung durchgeführt. Der Ausbau der Bohrungen erfolgte mit kombinierten Messrohren, die sowohl mit der Inklinometersonde als auch dem Gleitdeformeter befahren werden können. Die Inklinometermessungen wurden jeweils mit Umschlagmessungen in A und B – Richtung durchgeführt, d. h. das Messrohr musste für jede Messung vierfach befahren werden. Dabei erfolgten die Stauchungsmessungen, welche eine Messgenauigkeit von $\pm 0,5$ mm erfordern, in Meterabschnitten (Abstand der Messmarken = 1,0m).

Das Vortriebsnetz ist auch Grundlage für weitere Messungen, die beispielsweise der Vortriebsteuerung, der Profilkontrolle und den Betonarbeiten für den Innenausbau dienen. So wurde bei der Vortriebssteuerung die Endlage der Stahlbögen mit einem elektrooptischen Tachymeter vorgegeben und kontrolliert. Dabei half den Mineuren ein im Tachymeter integrierter Laser, der die Endlage optisch an der Tunnellaibung markierte. Zur Profilkontrolle der beiden Tunnelquerschnitte diente dem Tunnelvermesser ebenfalls ein elektrooptisches Tachymeter mit integriertem Laser.

Bei dieser Messung wurden einzelne Punkte an der Tunnelschale gemessen und anschließend in einem Querschnittsdiagramm grafisch aufbereitet. Danach wird dieses Diagramm, wie in der folgenden Abb. 4.7 für die Achse 101 der Oströhre dargestellt, der Bauüberwachung übermittelt. Dieses Querschnittsdiagramm gibt Aufschluss bezüglich des Über- und Unterprofils eines Tunnelquerschnittes, so dass bei entsprechender Notwendigkeit unverzüglich konstruktive Gegenmaßnahmen ergriffen werden können. Der in der Abbildung dargestellte Querschnitt weist maximal ein Überprofil von 0,235 m und ein Unterprofil von 0,025 m vor.

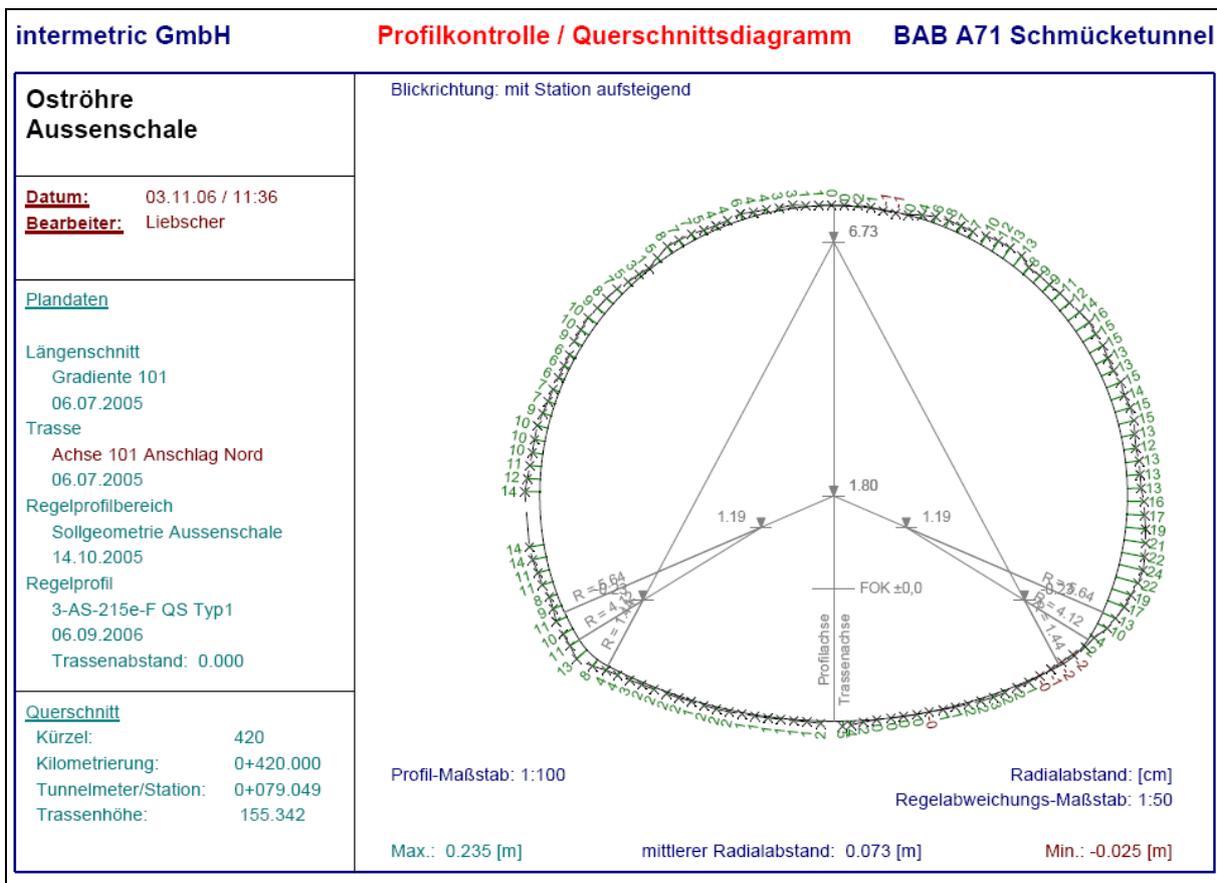


Abb. 4.7: Auswertung der Profilkontrolle

Des Weiteren waren für sämtliche Betonarbeiten und Achsabsteckungen zusätzliche Vermessungsarbeiten erforderlich, bei denen sich ebenfalls der Tunnelvermesser über das Vortriebsnetz mittels Tachymeter stationierte. Zu diesen Arbeiten gehörte, wie in der Abb. 4.8 dargestellt, die Nachprofilierung des Ausbruchquerschnittes, der Einbau der Fugenbänder für die Folienrundumdichtung, die Einrichtung des Schalwagens und die Bestimmung der Festpunkte in der Bankette.



Abb. 4.8: Nachprofilierung des Ausbruchquerschnittes

In dieser Arbeit wird auf weitere Messtechnik, die beim Bau des Schmücketunnels angewendet wurde, in Anbetracht deren großen Umfangs und ihrer Komplexität nicht näher eingegangen.

4.4 Empfehlung für die Messtechnik

Nach einer Analyse des angewendeten Messprogramms am Schmücketunnel folgt in diesem Kapitel eine persönliche Empfehlung für die Messtechnik.

Die Messungen sind nach der Ansicht des Autors in ausreichendem Umfang betrieben worden. Ebenfalls besteht keine Kritik an der Anordnung der geotechnischen Messquerschnitte, um mögliche geokinematischen Vorgänge erfassen zu können. Außerdem sind alle relevanten Messungen in korrekten Intervallen durchgeführt worden, so dass aussagekräftige Ergebnisse gewonnen werden konnten. Lediglich bei der Wahl einiger Messinstrumente durch die Auftragnehmer ist ein Ansatz des Bedenkens anzubringen, da diese nicht mehr zeitgemäß sind und zu unnötigem Mehraufwand führten. Dies geht allerdings auf eine mangelhafte Leistungsbeschreibung des Auftraggebers zurück. Darin wird bei der Profilkontrolle nur ein Aufnahmeraster von 1,0 m x 1,0 m gefordert, so dass bei der Anwendung eines elektrooptischen Tachymeters nicht alle Über- und Unterprofile

seitens der Tunnelvermesser diagnostiziert wurden. Dieser Aspekt führte zu unnötigem Mehraufwand und daraus resultierenden Stillstandszeiten bei den weiteren Tunnelarbeiten. Auf Grund dessen wäre, wie in Abb. 4.9 dargestellt, der Einsatz eines Tunnelscanners zur Profilkontrolle vorteilhafter gewesen.



Abb. 4.9: INTERMETRIC-Tunnel-Scan [33]

Im Gegensatz zu herkömmlichen Messgeräten, wie beispielsweise elektrooptische Tachymeter, werden dabei keine einzelnen Punkte einer Tunnelschale, sondern die komplette Oberfläche erfasst. Dadurch sind die Geräte in der Lage, nicht nur Über- und Unterprofile, sondern auch Schalendicken und in gewissem Rahmen auch Konvergenzen durch Vergleich mehrerer Aufnahmen zu ermitteln.

Ein Beispiel aus der Praxis ist die Bauvermessung am Tunnel Grouff in Luxemburg. Hierzu wurde die Firma INTERMETRIC GmbH [33] als eines der führenden Unternehmen im Bereich der Tunnelvermessung beauftragt. Der Tunnel Grouff ist Teil des Ausbaus der „Route de Nord“ und liegt ca. 10 km nördlich der Stadt Luxemburg. Das Bauwerk besteht aus zwei Tunnelröhren mit einer Länge von je 2960 m, die für zwei bzw. drei Fahrspuren dimensioniert sind. Der Tunnel wurde von beiden Seiten mit vier gleichzeitigen Vortrieben aufgeföhren. Auf Grund der geologischen Verhältnisse wurde der Tunnel weitestgehend im Sprengvortrieb erstellt, wobei täglich bis zu zwölf Abschlöße erfolgten. Bei den Sprengungen kam es regelmäßig zu geologischen Mehrausbrüchen, welche von der Baufirma für die Abrechnung dokumentiert werden mussten. Auf Grund dessen setzte die Firma

INTERMETRIC GmbH [33] bei jedem Abschlag einen Tunnelscanner von FARO [34] ein, um somit eine vollflächige Bestandsdokumentation der Ausbruchflächen zu erhalten. Mit dem Einsatz eines Tunnelscanners konnte exakt das Volumen des Mehrausbruches berechnet und die hergestellte Querschnittsgeometrie im Vergleich zur geplanten Querschnittsgeometrie kontrolliert werden. Darüber hinaus wurden sämtliche Spritzbetonschichten und zusätzlich, im Zuge des Baufortschritts, die Innenschale vollflächig erfasst. Mit einer speziell von der Firma INTERMETRIC GmbH [33] entwickelte Auswertungssoftware konnten aus den aufgenommenen Punktwolken auf Grundlage von tunnelgeometrischen Filtern Messpunkte extrahiert und in den Formaten der Auswertungsprogramme ausgegeben werden. Anschließend waren die Baukontrollen während der Bauzeit als Soll- und Istvergleiche zur Planung in flächenhafter Isohypsen-Darstellung oder als Querschnittsdiagramme darstellbar.

Auf Grund der vielen Vorteile dieses Messinstrumentes empfiehlt der Autor, nicht nur für die Profilkontrolle des Schmücketunnels, sondern auch für weitere Tunnelprojekte, den Einsatz von modernen Tunnelscannern.

Außerdem ist die höhenmäßige Anbindung an das Höhensystem HN76 kritisch zu bewerten. Vor allem im Hinblick auf Folgevermessungen im Bereich des Schmücketunnels wäre das in Deutschland seit 1992 eingeführte Höhensystem DHHN92 vorteilhafter gewesen. Für dieses System ist Normalhöhennull (NHN) die Bezugsfläche für Höhen über dem Meeresspiegel im Deutschen Haupthöhennetz 1992. Die Überführung der HN – Höhen in das neue, in ganz Deutschland geltende Höhensystem DHHN92, ist nicht ohne Weiteres möglich, da bundesweit zwischen den beiden Systemen verschiedene Differenzen bestehen. Auf Grund dessen empfehle ich nach Fertigstellung des Schmücketunnels eine höhenmäßige Neubestimmung in den sog. NHN – Höhen, auch um einen bundesweit einheitlichen Standard im Höhensystem zu erhalten.

5 Standsicherheitsanalyse eines repräsentativen Querschnittes

5.1 Allgemeines

Im Rahmen einer Standsicherheitsanalyse ist die Findung eines Berechnungsmodells die Grundlage für alle weiteren Berechnungen und Nachweise. Generell existieren verschiedene Berechnungsmodelle, um die der späteren Bemessung dienenden Schnittgrößen zu ermitteln und letztendlich den Nachweis der Standsicherheit zu erbringen. In diese Berechnungsmodelle werden Idealisierungen für das Tragverhalten, die Belastungsabschätzung und das Stoffverhalten von Tunnelsicherung und Gebirge implementiert. Die Modellbildung von Gebirge und Tunnel kann für die Ebene oder im Raum erfolgen.

Die zweidimensionalen Berechnungsmodelle beziehen sich meistens auf einen Meter Tunnellänge, wobei der Tunnel als lang gestrecktes Bauwerk mit konstanter Belastung betrachtet wird. Die zugehörigen Modelle sind beispielsweise das Kontinuum als gelochte Scheibe sowie diverse Balkenmodelle mit elastischer Bettung [19].

Auf Grund der sich entwickelnden Rechner und Programme werden immer häufiger dreidimensionale Berechnungsmodelle angewendet. Mittels dieser Modelle besteht die Möglichkeit, das gemeinsame Trag- und Verformungsverhalten während des gesamten Bauablaufs zu analysieren. Zu diesen gehören u. a. der ausgehöhlte Vollraum und die quasi-räumlichen Berechnungsmodelle.

Die Berechnung dieser Modelle kann entweder nach analytischen Verfahren oder wie heute üblich über numerische Berechnungsverfahren erfolgen. Mit analytischen Verfahren können lediglich einfache Hohlraumquerschnitte berechnet werden. Mittels der numerischen Berechnungsverfahren sind allerdings beliebige Querschnittsgeometrien auf die unterschiedlichen Berechnungsmodelle übertragbar. Hinzu kommen die Fortschritte bei der Entwicklung der Berechnungsmodelle unter Anwendung der Numerik, wie beispielsweise bei der Finite-Element-Methode. Bei dieser Methode wird der Gebirgsdruck gleich als sog. Primärdruck berücksichtigt, was sich besonders günstig auf den Standsicherheitsnachweis auswirkt.

Die in dieser Arbeit durchgeführte Standsicherheitsanalyse basierte auf der Grundlage eines zweidimensionalen Berechnungsmodells unter Anwendung der Numerik. Die Analyse bezog sich auf den beim Bau des Schmücketunnels geplanten Querschnittstyp III, welcher in der Abb. 5.1 dargestellt ist. Bei der Standsicherheitsanalyse kam die Methode der Teilsicherheitsbeiwerte zur Anwendung. Das angewendete Bemessungskonzept basierte auf der Grundlage der DIN 1045-1 [26], wobei diese Norm auf dem in DIN 1055-100 [27] festgelegten, bauartenübergreifenden Sicherheitskonzept beruht.

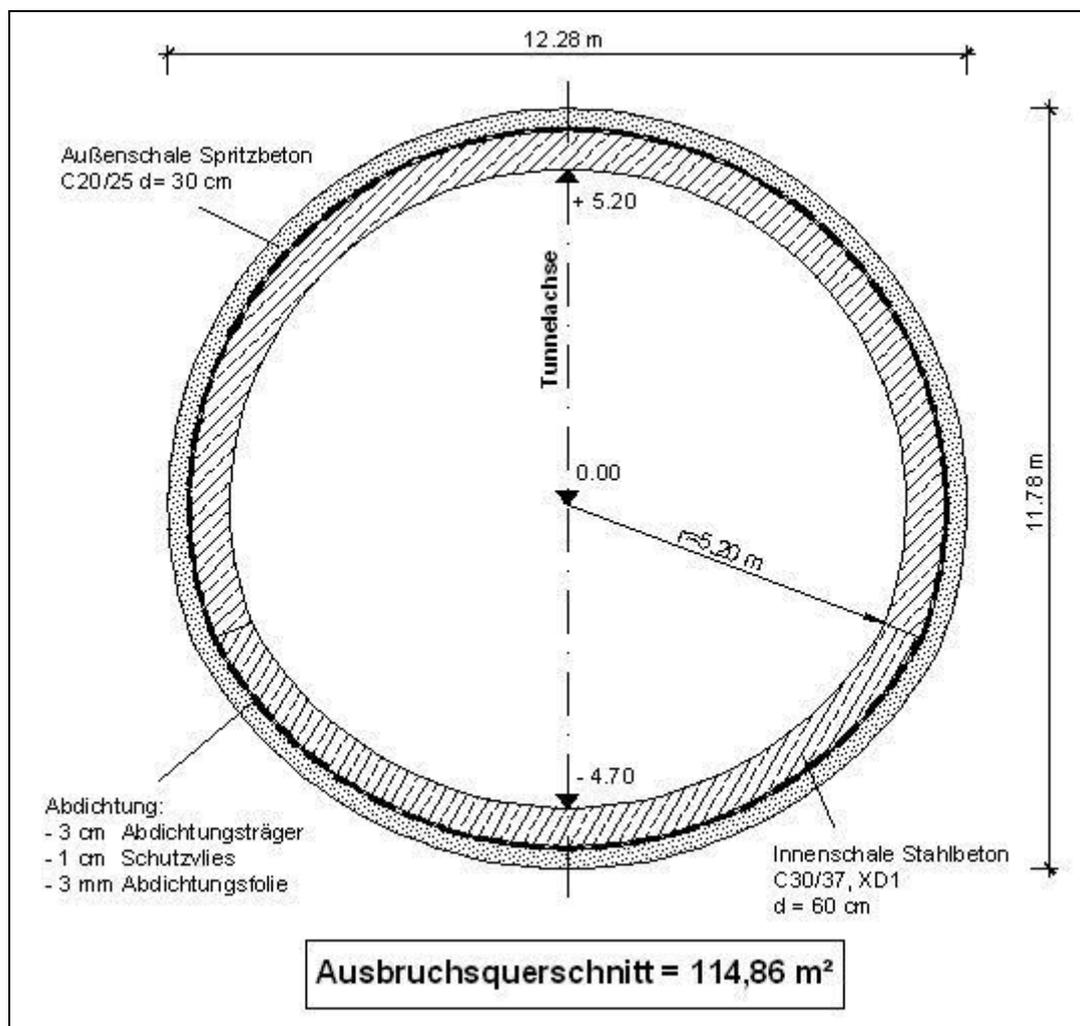


Abb. 5.1: Querschnitt Typ III mit tiefem Sohlgewölbe $d = 60$ cm

Im Rahmen der Standsicherheitsanalyse wurden im folgenden Kapitel für den Querschnittstyp III, in Abhängigkeit von unterschiedlichen Überlagerungshöhen, die erforderlichen Bewehrungsmengen ermittelt und anschließend analysiert. Als Baugrund wurde der Obere Buntsandstein (Röt) gewählt.

5.2 Stabzugberechnung mit Bettungsmodulverfahren

5.2.1 Vorbetrachtung

Die Ermittlung, der für die statischen Berechnungen notwendigen Schnittgrößen, erfolgte mit dem Statikprogramm „D.I.E.“ der Firma CAD und Statik Software GmbH in Oberhausen.

Das Berechnungsmodell entspricht einem ebenen, elastisch gebetteten polygonalen Stabzug. Bei der Implementierung der geometrischen Figur in das Statikprogramm genügte aus Symmetriegründen ein Halbquerschnitt der Tunnelröhre. Bei dem oben genannten Stabwerksprogramm wurden die ca. 1,34 m langen Kreisbogenabschnitte der Innenschalengeometrie durch einen Polygonzug angenähert. Da es sich bei dem eingegebenen Stabzug um einzelne gerade Balken handelt, ist bei der Ermittlung der Schnittgrößen mit Ungenauigkeiten sowie mit Sprüngen in den Verläufen der Schnittgrößen zu rechnen. Bei Balkenmodellen mit elastischer Bettung wird die mittragende Wirkung des Gebirges als elastische Radial- und Tangentialbettung mit entsprechenden Federstäben angesetzt. Bezüglich der Stabzugberechnung dieser Arbeit wurde lediglich eine kontinuierliche radiale Bettung an den Stabzug angebracht, da durch die vorhandene Folienabdichtung zwischen Außen- und Innenschale keine tangentialen Kräfte übertragen werden. Etwaige Zugbeanspruchungen der radialen Bettungsfedern, welche aus einer Verformung der Tunnelschale in Richtung Tunnelmittelpunkt resultieren, wurden durch Elimination der betreffenden Bettungsfedern aus dem Gleichungssystem unterbunden.

5.2.2 Lastannahmen

Die für die folgenden statischen Berechnungen verwendeten Kennwerte sind aus Tabelle 2.2 entnommen.

Im Rahmen der Standsicherheitsanalyse für den Querschnittstyp III wurden insgesamt vier Lastfälle aufgestellt.

Das Eigengewicht der Tunnelschale, welches durch das Statikprogramm „DIE“ nach Eingabe des entsprechenden Querschnittes berücksichtigt wurde, ist in Lastfall 1 (LF1) enthalten.

Der Lastfall 2 (LF2) beinhaltet die auf das Tunnelbauwerk wirkende vertikale und horizontale Gebirgslast bei abgesenktem Grundwasserspiegel. Dabei wurde die Überlagerungshöhe $h_{\bar{u}}$ mit der in Tabelle 2.2 angegebenen feuchten Wichte von $\gamma = 21 \text{ kN/m}^3$ multipliziert. Der Gebirgsdruck wurde über den Tunnelquerschnitt steigend angesetzt.

Analog dazu wurden die Einwirkungen für den Lastfall (LF3) ermittelt und auf den Stabzug aufgebracht. Allerdings berücksichtigt dieser die Gebirgslast im Endzustand, bei dem der Grundwasserspiegel gemäß tunnelbautechnischem Gutachten [U3] 16 m über dem Tunnelfirst ansteht. Für der Ermittlung der Lasten wurde im Grundwasserbereich eine unter Auftrieb befindliche Wichte von $\gamma' = 11 \text{ kN/m}^3$ und darüber im grundwasserfreiem Bereich, wie in LF2, eine feuchte Wichte von $\gamma = 21 \text{ kN/m}^3$ verwendet.

Die horizontalen Gebirgslasten p_h ergaben sich aus der Multiplikation der vertikalen Gebirgslasten p_v mit dem Seitendruckbeiwert $K_0 = 0,5$.

Der Lastfall 4 (LF4) beinhaltet den Wasserdruck w , wobei für die betrachteten Berechnungsvarianten eine von den Verfassern des tunnelbautechnischen Gutachtens [U3] empfohlene Wassersäule von 16 m angenommen wurde. Dieser Wert entspricht einem Wasserdruck von 160 kN/m^2 am Tunnelfirst, der in Abhängigkeit von der Tiefe zunimmt.

Zusammenfassend wurden folgende vier Lastfälle bei den statischen Berechnungen berücksichtigt:

Lastfall 1 (LF1)	-	Eigengewicht
Lastfall 2 (LF2)	-	Gebirgsdruck (Bauzustand)
Lastfall 3 (LF3)	-	Gebirgsdruck (Endzustand)
Lastfall 4 (LF4)	-	Wasserdruck

Die Ermittlung der Schnittgrößen erfolgte für die beiden folgenden Lastfallkombinationen (LFK):

$$\begin{aligned} \text{LFK 1 (Bauzustand):} & \quad - \quad 1,35 \cdot (LF1 + LF2) \\ \text{LFK 2 (Endzustand):} & \quad - \quad 1,35 \cdot (LF1 + LF3 + LF4) \end{aligned}$$

Dabei entspricht die LFK 1 dem Bauzustand, bei dem die Brunnengalerie für den Abbau des Wasserdrucks sorgt und somit keine zusätzliche Belastung infolge des Wassers vorherrscht. Die LFK 2 beinhaltet neben dem Eigengewicht der Tunnelschale noch den Gebirgs- und Wasserdruck, da sich nach Rückbau der Brunnengalerie der Wasserspiegel auf sein ursprüngliches Höhenniveau einstellen wird.

Diese beiden Kombinationen wurden, gemäß DIN 1055-100 [27], mit dem Teilsicherheitsbeiwert für ständige Lasten von $\gamma_G = 1,35$ multipliziert. Eine Abminderung des Teilsicherheitsfaktors im Bauzustand bezüglich vor Ort betonierter Bauteile ist in dieser Norm nicht berücksichtigt.

5.2.3 Berechnungsparameter

Der Radialbettungsmodul k_r des Stabmodells wurde mit dem Ansatz:

$$k_r = \frac{E_v}{R_M} \quad (5.1)$$

ermittelt. Dabei sind E_v der Verformungsmodul des Gebirges und der Radius R_M der mittlere Ersatzradius für die Schwerlinie der Innenlinie eines flächengleichen Kreisquerschnittes. Für den Querschnittstyp III mit einer Ausbruchquerschnittsfläche von $114,86 \text{ m}^2$ berechnete sich dieser mittlere Ersatzradius R_M mit folgender Gleichung:

$$R_M = \sqrt{\frac{A}{\pi}} = \sqrt{\frac{114,86 \text{ m}^2}{\pi}} = 6,05 \text{ m} \quad (5.2)$$

Im Bereich der Tunnelsohle wurde der maßgebende Radius für die Bettung mit $R = R_M / 2$ gewählt.

Somit berechneten sich die radialen Bettungsmoduli k_r für die einzelnen Innenschalenbereiche wie folgt:

First, Ulme:

$$k_r = 50000 \text{ kN/m}^2 / 6,05 \text{ m} = 8264 \text{ kN/m}^3 \quad (\text{Variante 1; 2, 3, 4})$$

$$k_r = 100000 \text{ kN/m}^2 / 6,05 \text{ m} = 16529 \text{ kN/m}^3 \quad (\text{Variante 5, 6 7, 8})$$

Sohle:

$$k_r = 50000 \text{ kN/m}^2 / \left(\frac{6,05 \text{ m}}{2} \right) = 16529 \text{ kN/m}^3 \quad (\text{Variante 1; 2, 3, 4})$$

$$k_r = 100000 \text{ kN/m}^2 / \left(\frac{6,05 \text{ m}}{2} \right) = 33058 \text{ kN/m}^3 \quad (\text{Variante 5, 6, 7, 8})$$

Für die Innenschalenberechnung wurde der Tangentialbettungsmodul mit $k_t = 0$ angenommen, da wie bereits in Kapitel 5.2.1 erläutert, durch die Folienabdichtung zwischen Außen- und Innenschale keine tangentielle Kraftübertragung möglich ist.

Zusammenfassend sind in den beiden folgenden Tabellen (Tab. 5.1; Tab. 5.2) für die acht Varianten alle relevanten Berechnungsparameter für die Stabzugberechnung enthalten.

5 Standsicherheitsanalyse eines repräsentativen Querschnittes

Variante	Variante 1	Variante 2	Variante 3	Variante 4
Kriterien	- Typ III -			
Querschnitt	tiefes Sohlgewölbe - Innenschale Stahlbeton C30/37 d = 60 cm - Außenschale Spritzbeton C20/25 d = 30 cm	tiefes Sohlgewölbe - Innenschale Stahlbeton C30/37 d = 60 cm - Außenschale Spritzbeton C20/25 d = 30 cm	tiefes Sohlgewölbe - Innenschale Stahlbeton C30/37 d = 60 cm - Außenschale Spritzbeton C20/25 d = 30 cm	tiefes Sohlgewölbe - Innenschale Stahlbeton C30/37 d = 60 cm - Außenschale Spritzbeton C20/25 d = 30 cm
Stratigraphie	Oberer Buntsandstein so (HG III)			
Überlagerungshöhe $h_{\bar{u}}$	16 m	18 m	20 m	22 m
Verformungsmodul E_v	50 MN/m ²	50 MN/m ²	50 MN/m ²	50 MN/m ²
Seitendruckbeiwert K_o	0,5	0,5	0,5	0,5
Lastfall 2 - Gebirgslast p bei Grundwasserabsenkung	$p_v =$ 336 kN/m ²	$p_v =$ 378 kN/m ²	$p_v =$ 420 kN/m ²	$p_v =$ 462 kN/m ²
	$p_h =$ 168 kN/m ²	$p_h =$ 189 kN/m ²	$p_h =$ 210 kN/m ²	$p_h =$ 231 kN/m ²
Lastfall 3 - Gebirgslast p bei Grundwasser	$p_v =$ 176 kN/m ²	$p_v =$ 218 kN/m ²	$p_v =$ 260 kN/m ²	$p_v =$ 302 kN/m ²
	$p_h =$ 88 kN/m ²	$p_h =$ 109 kN/m ²	$p_h =$ 130 kN/m ²	$p_h =$ 151 kN/m ²
Lastfall 4 - Wasserdruck w über First	$w_v =$ 160 kN/m ²			
	$w_h =$ 160 kN/m ²			
Ausbruchsfläche A	114,86 m ²	114,86 m ²	114,86 m ²	114,86 m ²
mittlerer Radius R_M	6,05 m	6,05 m	6,05 m	6,05 m
radialer Bettungsmodul k_r	First, Ulme 8264 kN/m ³			
	Sohle 16529 kN/m ³			
tangentiale Bettungsmodul k_t	0 kN/m ³	0 kN/m ³	0 kN/m ³	0 kN/m ³

Tab. 5.1: Berechnungsparameter für die Standsicherheitsanalyse ($E_v = 50 \text{ MN/m}^2$)

5 Standsicherheitsanalyse eines repräsentativen Querschnittes

Variante	Variante 5	Variante 6	Variante 7	Variante 8
Parameter	- Typ III -			
Querschnitt	tiefes Sohlgewölbe - Innenschale Stahlbeton C30/37 d = 60 cm - Außenschale Spritzbeton C20/25 d = 30 cm	tiefes Sohlgewölbe - Innenschale Stahlbeton C30/37 d = 60 cm - Außenschale Spritzbeton C20/25 d = 30 cm	tiefes Sohlgewölbe - Innenschale Stahlbeton C30/37 d = 60 cm - Außenschale Spritzbeton C20/25 d = 30 cm	tiefes Sohlgewölbe - Innenschale Stahlbeton C30/37 d = 60 cm - Außenschale Spritzbeton C20/25 d = 30 cm
Stratigraphie	Oberer Buntsandstein so (HG III)			
Überlagerungshöhe $h_{\bar{u}}$	16 m	18 m	20 m	22 m
Verformungsmodul E_v	100 MN/m ²	100 MN/m ²	100 MN/m ²	100 MN/m ²
Seitendruckbeiwert K_o	0,5	0,5	0,5	0,5
Lastfall 2 - Gebirgslast p bei Grundwasserabsenkung	$p_v =$ 336 kN/m ²	$p_v =$ 378 kN/m ²	$p_v =$ 420 kN/m ²	$p_v =$ 462 kN/m ²
	$p_h =$ 168 kN/m ²	$p_h =$ 189 kN/m ²	$p_h =$ 210 kN/m ²	$p_h =$ 231 kN/m ²
Lastfall 3 - Gebirgslast p bei Grundwasser	$p_v =$ 176 kN/m ²	$p_v =$ 218 kN/m ²	$p_v =$ 260 kN/m ²	$p_v =$ 302 kN/m ²
	$p_h =$ 88 kN/m ²	$p_h =$ 109 kN/m ²	$p_h =$ 130 kN/m ²	$p_h =$ 151 kN/m ²
Lastfall 4 - Wasserdruck w über First	$w_v =$ 160 kN/m ²			
	$w_h =$ 160 kN/m ²			
Ausbruchsfläche A	114,86 m ²	114,86 m ²	114,86 m ²	114,86 m ²
mittlerer Radius R_M	6,05 m	6,05 m	6,05 m	6,05 m
radialer Bettungsmodul k_r	First, Ulme 16529 kN/m ³			
	Sohle 33058 kN/m ³			
tangentialer Bettungsmodul k_t	0 kN/m ³	0 kN/m ³	0 kN/m ³	0 kN/m ³

Tab. 5.2: Berechnungsparameter für die Standsicherheitsanalyse ($E_v = 100 \text{ MN/m}^2$)

5.2.4 Schnittgrößenermittlung

Die für das System des zweischaligen Ausbaus ermittelten Schnittgrößen können im Verhältnis der Dehn- und Biegesteifigkeiten auf die Außen- und Innenschale aufgeteilt werden, sofern eine permanente Standfestigkeit gewährleistet ist. Allerdings steht, wie bereits in Kapitel 2.6 ausführlich erläutert, im Baugrund der Schmücke betonaggressives Grundwasser an, so dass nicht von einer dauerhaften Standfestigkeit der Tunnelaußenschale ausgegangen werden darf. Lediglich für den Bauzustand, bei dem eine Grundwasserabsenkung im Bereich des Weingartentals vorgenommen wurde, ist nach Ansicht des Autors eine solche Abminderung der Schnittgrößen gerechtfertigt. Auf Grund dessen wurden die Schnittgrößen der Tabelle 5.4 nur für den Bauzustand abgemindert.

Bei der Ermittlung der Biege- und Dehnsteifigkeiten für Innen- und Außenschale wurden die Betonelastizitätsmoduli E_i der beiden Betonsorten um 20% abgemindert, um näherungsweise Schwinden und Kriechen zu berücksichtigen. Die entsprechenden Steifigkeiten wurden wie folgt ermittelt:

	Außenschale	Innenschale
Eigenschaften	- Spritzbeton C20/25; d = 30 cm - $E_{cm} = 28800 \text{ MN/m}^2$ - $A_i = 0,3 \text{ m}^2$	- Stahlbeton C30/37; d = 60 cm - $E_{cm} = 31900 \text{ MN/m}^2$ - $A_i = 0,6 \text{ m}^2$
Elastizitätsmodul E_i (80% von E_{cm})	23040 MN/m ²	25520 MN/m ²
Trägheitsmoment I_i	$I_i = 0,3^3 / 12 \times 1,0 = 0,0023 \text{ m}^4$	$I_i = 0,6^3 / 12 \times 1,0 = 0,018 \text{ m}^4$
Biegesteifigkeit $E_i I_i$	52.992 kN/m ²	459.360 kN/m ²
resultierende Biegesteifigkeit B_R	$\Sigma E_i I_{ges} = 512.352 \text{ kN/m}^2$	
Dehnsteifigkeit $E_i A_i$	6.912.000 kN	15.312.000 kN
resultierende Dehnsteifigkeit D_R	$\Sigma E_i A_{ges} = 22.224.000 \text{ kN}$	

Tab. 5.3: Ermittlung der Biege- und Dehnsteifigkeiten der Innen- und Außenschale

Die Anteile der Biege- und Dehnsteifigkeit für die Innenschale berechneten sich aus der resultierenden Biegesteifigkeit B_R und der resultierenden Dehnsteifigkeit D_R nach folgenden Gleichungen:

$$\frac{E_i I_i}{B_R} = 459.360 \text{ kN/m}^2 / 512.352 \text{ kN/m}^2 = 89,7\% \quad (5.3)$$

$$\frac{E_i I_i}{D_R} = 15.312.000 \text{ kN} / 22.224.000 \text{ kN} = 68,9\% \quad (5.4)$$

Für die betrachteten acht Varianten enthalten die beiden folgenden Tabellen die Gesamtschnittgrößen der beiden Lastfallkombinationen „Bauzustand“ und „Endzustand“. Die durch das Stabwerksprogramm D.I.E. ermittelten Schnittgrößen sind nochmals als Grafiken in Anlage 4 dieser Arbeit enthalten. In diesen Grafiken sind Momente und Normalkräfte der jeweiligen Lastfallkombinationen dargestellt. Da die Berechnung im Stabwerksprogramm D.I.E. geometrisch-nichtlinear erfolgte, wurden die Schnittgrößen mit charakteristischen Einwirkungen bestimmt und anschließend mit den zugehörigen Teilsicherheitsbeiwerten aus Kapitel 5.2.2 multipliziert.

Darüber hinaus enthalten die beiden Tabellen die reduzierten Schnittgrößen, die für die Innenschalenbemessung in Kapitel 5.2.5 relevant waren. Mittels der oben ermittelten Gesamtsteifigkeitsanteile für die Innenschale wurden für die Lastfallkombination „Bauzustand“ die Momente auf 89,7 % und die Normalkräfte auf 68,9 % der im Stabwerksprogramm ermittelten Gesamtschnittgrößen abgemindert.

5.2.5 Bewehrungsermittlung

Im Anschluss an die Schnittgrößenermittlung wurde für die Innenschale des Tunnelbauwerkes nach DIN 1045-1 [26] die erforderliche Bewehrungsmenge ermittelt. Bei der Verteilung der Betondruckspannung wurde das Parabel-Rechteck-Diagramm angesetzt. Im Folgenden ist der in dieser Arbeit angewendete Algorithmus für einen Rechteckquerschnitt mit einfacher Bewehrung sowie vorhandener Biegung und Längskraft mit großer Ausmitte tabellarisch dargestellt.

Rechteckquerschnitt mit einfacher Bewehrung Biegung und Längskraft mit großer Ausmitte - Bemessung nach DIN 1045-1 [27]		
gegeben:	Beanspruchung:	M_{Ed}, N_{Ed}
	Materialkennwerte:	f_{yd}, f_{cd}
	Querschnittsgeometrie:	$b, h, d_1 \rightarrow d = h - d_1$ $\rightarrow z_{s1} = h/2 - d_1$
Schritt 1:	$M_{Eds} = M_{Ed} - N_{Ed} \cdot z_{s1}$	
	⇓	
Schritt 2:	$M_{Eds} \geq 0$	$M_{Eds} \geq 0$
	⇓	⇓
Schritt 3:	$\mu_{Eds} = \frac{M_{Eds}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2}$	doppelte Bewehrung erforderlich
	⇓	
Schritt 4:	$\mu_{cds} = \mu_{Eds} \rightarrow \xi$ nach Zahlentafel [19]	
	⇓	
Schritt 5:	$\xi \leq \lim \xi = 0,45$ (statisch unbestimmt)	$\xi \leq \lim \xi = 0,45$
	⇓	⇓
Schritt 6:	$\mu_{cds} \rightarrow v_{cd}$ nach Zahlentafel [19]	doppelte Bewehrung erforderlich
	⇓	
Schritt 7:	$A_s = \frac{1}{f_{yd}} (v_{cd} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d + N_{Ed})$	

Tab. 5.6: Algorithmus für Rechteckquerschnitte mit einfacher Bewehrung

Für den Fall, dass die doppelte Bewehrung erforderlich wurde, diene zur Bemessung folgender Algorithmus.

Rechteckquerschnitt mit doppelter Bewehrung		
Biegung und Längskraft mit großer Ausmitte - Bemessung nach DIN 1045-1 [27]		
gegeben:	Beanspruchung:	M_{Ed}, N_{Ed}
	Materialkennwerte:	f_{yd}, f_{cd}, E_s
	Querschnittsgeometrie:	$b, h, d_1, d_2 \rightarrow d = h - d_1$ $\rightarrow z_{s1} = h/2 - d_1$ $\rightarrow z_s = h - d_1 - d_2$
Schritt 1:	gewählt: $\xi = 0,45$ (statisch unbestimmtes System)	
	\rightarrow nach Zahlentafel [19]	$\mu_{cds} = 0,2961$ $\nu_{cd} = 0,3643$ $\varepsilon_c = -0,0035$
	\Downarrow	
Schritt 2:	$M_{Eds1} = M_{Ed} - N_{Ed} \cdot z_{s1}$	
	\Downarrow	
Schritt 3:	$\Delta M_{Eds1} = M_{Eds1} - \mu_{cds} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2$	
	\Downarrow	
Schritt 4:	$(-\sigma_{s2}) = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{\xi - d_2/d}{\xi} \cdot (-\varepsilon_{c2}) \cdot E_s \\ f_{yd} \end{array} \right\}$	
	\Downarrow	
Schritt 5:	$A_{s2} = \frac{\Delta M_{Eds1}}{(-\sigma_{s2}) \cdot z_s}$	(erforderliche Bewehrung in der Druckzone)
	\Downarrow	
Schritt 6:	$A_{s1} = A_{s2} \cdot \frac{(-\sigma_{s2})}{f_{yd}} + \nu_{cd} \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot b \cdot d + \frac{N_{Ed}}{f_{yd}}$	(erforderliche Bewehrung in der Zugzone)

Tab. 5.7: Algorithmus für Rechteckquerschnitte mit doppelter Bewehrung

Die verwendeten Zahlentafeln der beiden Bemessungsalgorithmen beziehen sich auf die Quelle [20].

Die für die Bemessung relevanten Materialkennwerte wurden für den Grenzzustand der Tragfähigkeit ermittelt, wobei als Teilsicherheitsfaktor für Beton $\gamma_c = 1,5$ und für

Betonstahl $\gamma_s = 1,15$ maßgeblich waren. Die Bemessungswerte für die einaxiale Festigkeit des Betons f_{cd} und die Streckgrenze des Betonstahls f_{yd} wurden nach folgenden Gleichungen ermittelt:

$$\begin{aligned} \text{Beton C30/37:} \quad f_{ck} &= 3,0 \text{ kN / cm}^2 \\ f_{cd} &= \alpha \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0,85 \cdot 3,0 / 1,5 = 1,7 \text{ kN / cm}^2 \end{aligned} \quad (5.5)$$

$$\begin{aligned} \text{BSt 500:} \quad f_{yk} &= 50 \text{ kN / cm}^2 \\ f_{yd} &= f_{yk} / \gamma_s = 50 / 1,15 = 43,48 \text{ kN / cm}^2 \end{aligned} \quad (5.6)$$

Des Weiteren wurde bei der Innenschale in den Bereichen der Druck- und Zugzone zur Sicherstellung eines duktilen Bauverhaltens eine Mindestbewehrung berücksichtigt. Die Mindestbewehrung $A_{s,\min}$ für den Querschnittstyp III berechnete sich für das Rissmoment M_{cr} mit dem Mittelwert der Zugfestigkeit des Betons (C30/37) f_{ctm} und einer Stahlspannung des Betonstahls BSt 500 mit $\sigma_s = f_{yk}$ wie folgt [21]:

$$A_{s,\min} = \frac{M_{cr}}{z_{II} \cdot f_{yk}} \quad (5.7)$$

$$M_{cr} = f_{ctm} \cdot I_I / z_{I,c1} = 2,9 \text{ MN / m}^2 \cdot 0,018 \text{ m}^4 / 0,3 \text{ m} = 0,174 \text{ MNm}$$

$$\text{mit } f_{ctm} = 2,9 \text{ MN / m}^2$$

$$I_I = 1,0 \cdot 0,6^3 / 12 = 0,018 \text{ m}^4$$

$$z_{I,c1} = 0,6 / 2 = 0,3 \text{ m}$$

$$z_{II} \approx 0,9 \cdot 0,53 \text{ m} = 0,477 \text{ m}$$

$$f_{yk} = 500 \text{ MN / m}^2$$

$$A_{s,\min} = \frac{M_{cr}}{z_{II} \cdot f_{yk}} = \frac{0,174 \text{ MNm}}{0,477 \text{ m} \cdot 500 \text{ MN / m}^2} = 7,3 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Die folgende Tabelle (Tab. 5.8) enthält die erforderlichen Bewehrungsmengen für alle acht betrachteten Varianten. In Anlage 4 sind die zugehörigen Berechnungen nachzuvollziehen.

5 Standsicherheitsanalyse eines repräsentativen Querschnittes

Variante		Variante 1	Variante 2	Variante 3	Variante 4
Bewehrung		- Typ III -	- Typ III -	- Typ III -	- Typ III -
erforderliche Biegebewehrung					
- First	erdseits	7,30 cm ² /m (Mindestbewehrung)	7,30 cm ² /m (Mindestbewehrung)	7,30 cm ² /m (Mindestbewehrung)	7,30 cm ² /m (Mindestbewehrung)
	luftseits	30,60 cm ² /m	36,34 cm ² /m	43,85 cm ² /m	49,95 cm ² /m
- Ulme	erdseits	26,66 cm ² /m	36,03 cm ² /m	36,20 cm ² /m	39,07 cm ² /m
	luftseits	7,30 cm ² /m (Mindestbewehrung)	7,30 cm ² /m (Mindestbewehrung)	12,37 cm ² /m (Mindestbewehrung)	17,86 cm ² /m (Mindestbewehrung)
- Sohle	erdseits	7,30 cm ² /m (Mindestbewehrung)	7,30 cm ² /m (Mindestbewehrung)	7,30 cm ² /m (Mindestbewehrung)	7,30 cm ² /m (Mindestbewehrung)
	luftseits	7,30 cm ² /m (Mindestbewehrung)	7,30 cm ² /m (Mindestbewehrung)	7,30 cm ² /m (Mindestbewehrung)	7,30 cm ² /m (Mindestbewehrung)
Variante		Variante 5	Variante 6	Variante 7	Variante 8
Bewehrung		- Typ III -	- Typ III -	- Typ III -	- Typ III -
erforderliche Biegebewehrung					
- First	erdseits	7,30 cm ² /m (Mindestbewehrung)	7,30 cm ² /m (Mindestbewehrung)	7,30 cm ² /m (Mindestbewehrung)	7,30 cm ² /m (Mindestbewehrung)
	luftseits	22,50 cm ² /m	26,34 cm ² /m	31,95 cm ² /m	37,55 cm ² /m
- Ulme	erdseits	14,47 cm ² /m	20,02 cm ² /m	23,48 cm ² /m	28,51 cm ² /m
	luftseits	7,30 cm ² /m (Mindestbewehrung)	7,30 cm ² /m (Mindestbewehrung)	7,30 cm ² /m (Mindestbewehrung)	7,30 cm ² /m
- Sohle	erdseits	7,30 cm ² /m (Mindestbewehrung)	7,30 cm ² /m (Mindestbewehrung)	7,30 cm ² /m (Mindestbewehrung)	7,30 cm ² /m (Mindestbewehrung)
	luftseits	7,30 cm ² /m (Mindestbewehrung)	7,30 cm ² /m (Mindestbewehrung)	7,30 cm ² /m (Mindestbewehrung)	7,30 cm ² /m (Mindestbewehrung)

Tab. 5.8: Erforderliche Bewehrungsmenge

5.2.6 Auswertung

Nach der Ermittlung der erforderlichen Bewehrungsmenge für die Varianten 1 bis 8 wird in diesem Abschnitt eine qualitative und quantitative Auswertung der Ergebnisse vorgenommen. Dabei erfolgt diese lediglich für die Bereiche First und Ulme, da im Sohlenbereich bei allen betrachteten Varianten nur eine Mindestbewehrung zu berücksichtigen ist. Die folgenden Diagramme beziehen sich auf die Überlagerungshöhe und die ermittelte Gesamtbiegebewehrung, die sich aus der Summe der erforderlichen erd- und luftseitigen Biegebewehrung zusammensetzen. In den beiden folgenden Diagrammen sind die Varianten 1 bis 4 ($E_v = 50 \text{ MN/m}^2$) mit einer blaufarbenen Kurve und die Varianten 5 bis 8 ($E_v = 100 \text{ MN/m}^2$) mit einer violettfarbenen Kurve dargestellt.

Die erforderlichen Bewehrungsmengen der Varianten 1 bis 8 für den Firstbereich der Innenschale sind im folgenden Diagramm (Abb. 5.2) dargestellt.

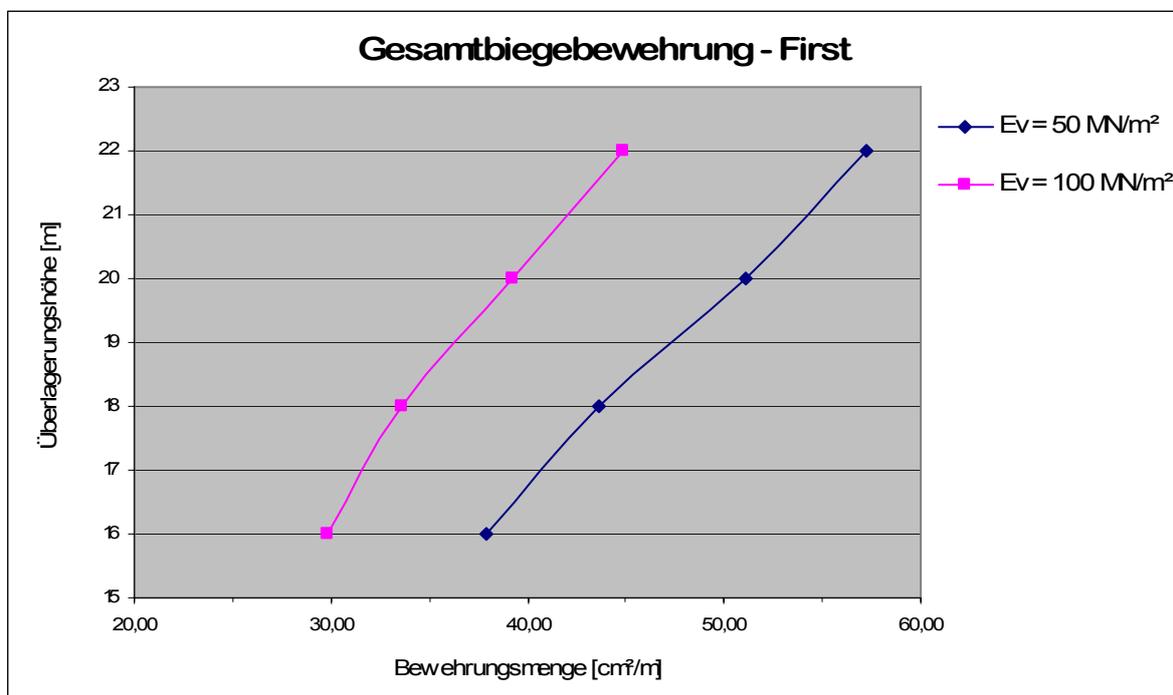


Abb. 5.2: Gesamtbiegebewehrung (erd- und luftseits) der Varianten – First

Bei den Varianten 1 bis 4 mit einem Verformungsmodul E_v von 50 MN/m^2 steigt die erforderliche Bewehrungsmenge, bezüglich der Überlagerungshöhe stärker an, als

bei den Varianten 5 bis 8 mit dem doppelten Verformungsmodul E_v von 100 MN/m^2 . Der Bewehrungsbedarf steigt, in Bezug auf einen Zuwachs der Überlagerungshöhe von 16 m auf 22 m mit $37,5 \%$, bei den Varianten 1 bis 4 um 51% und bei den Varianten 5 bis 8 um $50,5 \%$.

Die erforderliche Mehrbewehrung der Varianten mit einem Verformungsmodul von 50 MN/m^2 , bezogen auf die Varianten mit 100 MN/m^2 , beträgt bei einer Überlagerung von 16 m rd. $8,1 \text{ cm}^2/\text{m}$. Bei einer Überlagerungshöhe von 22 m ist bereits eine Mehrbewehrung von $12,39 \text{ cm}^2/\text{m}$ erforderlich. Dabei bleibt festzustellen, dass keine lineare Beziehung zwischen den beiden Kurvenverläufen besteht.

Die erforderlichen Bewehrungsmengen der Varianten 1 bis 8 für den Innenschalenbereich der Ulme sind im folgenden Diagramm (Abb. 5.3) dargestellt.

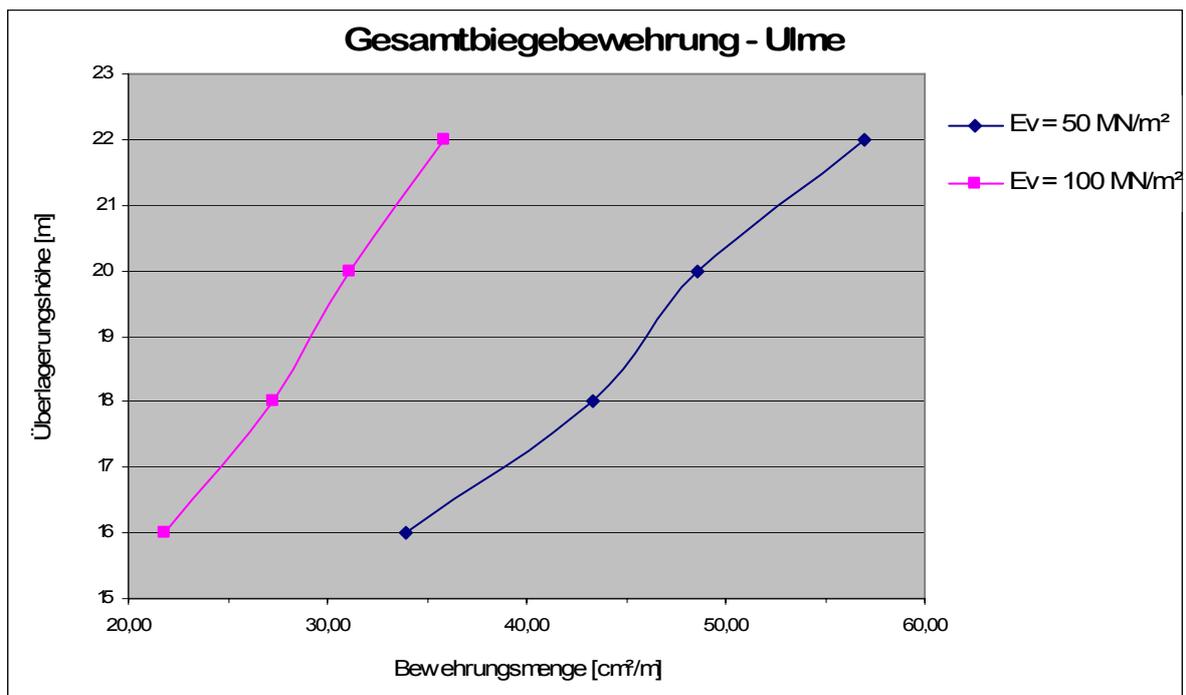


Abb. 5.3: Gesamtbiegebewehrung (erd- und luftseits) der Varianten – Ulme

Bei den Varianten 1 bis 4 steigt die erforderliche Bewehrungsmenge bezüglich der Überlagerungshöhe ebenfalls stärker an, als bei den Varianten 5 bis 8. Der Bewehrungsbedarf steigt, in Bezug auf einen Zuwachs der Überlagerungshöhe von 16 m auf 22 m mit $37,5 \%$, bei den Varianten 1 bis 4 um $67,6 \%$ und bei den Varianten 5 bis 8 um $64,5 \%$. Die erforderliche Mehrbewehrung für die Varianten mit einem Verformungsmodul von 50 MN/m^2 , bezogen auf die Varianten mit 100 MN/m^2 ,

betragen bei einer Überlagerung von 16 m rd. $12,19 \text{ cm}^2/\text{m}$. Bei einer Überlagerungshöhe von 22 m ist bereits eine Mehrbewehrung von $21,12 \text{ cm}^2/\text{m}$ erforderlich. Analog zu den Bewehrungsmengen im Firstbereich muss ebenfalls festgestellt werden, dass zwischen den beiden Kurvenverläufen keine lineare Beziehung besteht.

Anhand der vorliegenden Ergebnisse lässt sich schlussfolgern, dass der Sohlenbereich der Innenschale, im Vergleich zu First und Ulme, die geringste Belastung erfährt. Je größer die Gebirgsdrücke werden, steigt in den Bereichen des Firstes und der Ulme die erforderliche Bewehrungsmenge überproportional an.

Außerdem wurde festgestellt, dass die erforderlichen Bewehrungsmengen bei einem Verformungsmodul von $50 \text{ MN}/\text{m}^2$ im First- und Ulmenbereich fast identisch sind. Mit steigendem Verformungsmodul des anstehenden Baugrundes nehmen die Bewehrungsmengen im Firstbereich, im Vergleich zum Ulmenbereich, stärker zu.

Die geringeren Bewehrungsmengen weisen die Varianten mit dem größeren Verformungsmodul E_v von $100 \text{ MN}/\text{m}^2$ auf. Der Grund hierfür sind deren größere Bettungsmoduli.

Die in den Diagrammen dargestellten Kurvenverläufe weisen gelegentlich Knicke auf. Diese sind durch die Berücksichtigung der Mindestbewehrung im Druck- und Zugbereich der Innenschale zu begründen, da im Zuge der Bemessung nach DIN 1045-1 [26] (siehe Anlage 4) bei einigen Varianten, anstatt der erforderlichen Bewehrung, die Mindestbewehrung notwendig war.

Bei der Ermittlung der erforderlichen Bewehrungsmengen waren hauptsächlich die Bemessungsschnittgrößen der Lastfallkombination „Bauzustand“ maßgebend. Hinzu kommt, dass in der DIN 1045-1 [26] bzw. DIN 1055-100 [27] die Reduzierung der Teilsicherheitsfaktoren für vorübergehende Einwirkungen (Bauzustand) nicht vorgesehen ist. Dies führt dazu, dass zu große Bewehrungsmengen für den Querschnitt erforderlich werden und daraus resultierend eine wirtschaftliche Bemessung unmöglich ist.

Es sei an dieser Stelle darauf hingewiesen, dass auch in der Zeit der komplexen Berechnungsprogramme der gebettete Stabzug als Berechnungsmodell noch seine Bedeutung im oberflächennahen Tunnelbau im Lockergestein hat. Dieses Modell ist durch seine geringe Bearbeitungszeit, im Vergleich zu anderen numerischen

Verfahren, relativ einfach anwendbar. Als nachteilig ist der Ergebnisumfang zu werten, da außer den Stabschnittgrößen und Stabdeformationen sowie den Bettungsreaktionen keine weiteren Aussagen, insbesondere über Setzungen an der Geländeoberfläche, gemacht werden können.

6 Zusammenfassung

In der vorliegenden Arbeit wurde am Beispiel des Schmücketunnels aufgezeigt, dass es sich bei Tunnelbauwerken um äußerst komplexe Bauwerke handelt. Wie einleitend bereits erwähnt, ist ein perfektes Zusammenspiel von Theorie und Praxis in diesem Bereich unerlässlich. Um dem Anspruch einer universalen Diplomarbeit zu entsprechen, habe ich mich bemüht, diese Alles umfassende Betrachtungsweise in sämtlichen Bereichen zu berücksichtigen.

Vor allem die Grundwasserproblematik stellt die Tunnelbauer immer wieder vor erhebliche Probleme hinsichtlich des Tunnelvortriebes. Beim Bau des Schmücketunnels wurde die Problematik vor allem im Bereich des Röts (Weingartental) zur großen Herausforderung. Auf Grund dessen erfolgte im 3. Kapitel dieser Arbeit eine Variantenuntersuchung zur Beherrschung des Grundwassers für den Bereich im Röt. Dabei wurden insgesamt sechs mögliche Varianten untersucht und anhand praktischer Beispiele näher erläutert. Anschließend folgte in Form eines Variantenvergleiches eine technisch-wirtschaftliche Bewertung. Als Vorzugsvariante stellte sich die Grundwasserabsenkung mittels Brunnen heraus, dicht gefolgt von der vorlaufenden Entwässerung aus einem Pilotstollen.

Das 4. Kapitel beinhaltet die Messtechnik im Tunnelbau, die heute ein wichtiger Bestandteil der statischen Nachweisführungen ist. Dabei tragen vor allem die messtechnische Überwachung der Standsicherheitsparameter (Verformungen, Spannungen) und der Vergleich der Messergebnisse mit den Berechnungsergebnissen zu einer technisch und wirtschaftlich erfolgreichen Ausführung des Tunnelbauwerkes bei. In dieser Arbeit wurde das beim Bau des Schmücketunnels angewendete Messprogramm analysiert und anschließend einer Auswertung unterzogen. Auf Grund zahlreicher Probleme, vor allem bei der Profilkontrolle, empfiehlt der Autor hinsichtlich der Ausschreibungen weiterer Tunnelbauwerke den Einsatz sog. Tunnelscanner.

Ein weiterer Hauptpunkt dieser Arbeit war die Standsicherheitsanalyse für den beim Bau des Tunnels ausgeführten Querschnittstyp III. Als Berechnungsmodell diente der

elastisch gebettete Stabzug unter Anwendung eines numerischen Rechenverfahrens. Die Analyse basierte auf der Ermittlung der erforderlichen Bewehrungsmenge für die Tunnelinnenschale in Abhängigkeit von der Überdeckungshöhe. Zusätzlich wurde der Einfluss verschiedener Verformungsmoduli auf die Bewehrungsmengen betrachtet. Im Zuge dieser Versuchsreihen wurde festgestellt, dass die erforderlichen Bewehrungsmengen mit Ansteigen der Überlagerungshöhen überproportional zunehmen. Im Bereich der Sohle sind, im Vergleich zu First und Ulme, die geringsten Belastungen auf die Innenschale zu verzeichnen. Hinzu kommt, dass bei den Varianten mit dem geringeren Verformungsmodul die erforderliche Bewehrungsmenge stärker zunimmt als bei den Varianten mit dem größeren Verformungsmodul. Dieser Sachverhalt ist mit den unterschiedlichen Bettungsmoduli zu begründen. Durch die große Bandbreite der im Bodengutachten angegebenen Gebirgskennwerte ist keine wirtschaftliche Bemessung des Querschnitts möglich, da die erforderlichen Bewehrungsmengen stark voneinander abweichen. Bei der Ermittlung von Gebirgskennwerten, verbunden mit Innovationen bezüglich der Feld- und Laborversuchstechnik, besteht erhöhter Forschungsbedarf. Des Weiteren ist, bezüglich der Innenschalenbemessung, für vorübergehende Einwirkungen in der DIN 1045-1 [26] bzw. DIN 1055-100 [27] keine Reduzierung der Teilsicherheitsfaktoren vorgesehen.

Wie in den einzelnen Abschnitten meiner Diplomarbeit zum Ausdruck kommt, ist der Tunnelbau als eine äußerst komplexe Bauingenieursdisziplin zu sehen, bei der eine große Erfahrung der Tunnelbauingenieure sowie der Bauausführenden erforderlich ist. Aus diesem Grund möchte ich meine Diplomarbeit mit folgender Maxime beenden:

„Tunnel zu bauen wird nach wie vor
eine empirische Kunst bleiben.“

Prof. Dr.-Ing. H. Duddeck, 1972

Literaturverzeichnis

- [1] **Hirschberg, G; Lutz, B.; Vellguth, I. (2004):** *Hydrogeologisches Gutachten für das Bauwerk BW 5343/05*; GuD – GEOTECHNIK und DYNAMIK CONSULT GmbH; Berlin; Stand 08/2004
- [2] **Hirschberg, G; Lutz, B.; Krings-Lutz, M.; Vellguth, I. (2004):** *Ingenieurgeologisches Gutachten für das Bauwerk BW 5343/05 T*; GuD – GEOTECHNIK und DYNAMIK CONSULT GmbH; Berlin; Stand 09/2004
- [3] **Hirschberg, G; Lutz, B.; Krings-Lutz, M.; Vellguth, I. (2005):** *Tunnelbautechnisches Gutachten für das Bauwerk BW 14*; Müller + Hereth – Ingenieurbüro für Tunnel und Felsbau GmbH; Freilassing; Stand 02/2005
- [4] **Girmscheid, G. (2000):** *Baubetrieb und Bauverfahren im Tunnelbau - Sicherungsmaßnahmen*; Ernst & Sohn Verlag GmbH; Berlin; 2000, S. 153 - 222
- [5] **Wittke, W.; Pierau, B.; Erichsen, C. (2002):** *Geotechnik in Forschung und Praxis – WBI-Print 5; Statik und Konstruktion der Spritzbetonbauweise*; Verlag Glückauf GmbH; Essen; 2002, S. 4 - 40
- [6] **Kolymbas, D. (1998):** *Geotechnik – Tunnelbau und Tunnelmechanik*; Springer Verlag; Berlin; 1998, S. 4 – 40
- [7] **Girmscheid, G. (2000):** *Baubetrieb und Bauverfahren im Tunnelbau - Temporäre Entwässerungs- und Absperrmaßnahmen*; Ernst & Sohn Verlag GmbH; Berlin; 2000, S. 289 - 335
- [8] **Müller, B.; Selmer, K. (2005):** *Baugrundvereisung am U-Bahnhof Marienplatz in München*; Tunnel, Ausgabe 1/2005; Bauverlag BV GmbH; Köln; S. 30 - 36

- [9] **Marx, B.; Groß, T. (2001):** *Anwendungsmöglichkeiten der Bodenvereisung mit flüssigem Stickstoff*; Geotechnik 24, Ausgabe 3/2001; Verlag Glückauf GmbH; Essen S. 206 – 209
- [10] **Schikora, K.; Eierle, B. (2000):** *Tunnel Farchant - Geologie, Vortrieb, Berechnungen und Messungen*; Bauingenieur 75, Ausgabe 12/2000; München; S. 1 - 6
- [11] **Maidl, B.; Handke D. (1993):** *Zum Verbruch beim Bau des Karawankentunnels*; Tunnel, Ausgabe 1/1993; Bauverlag BV GmbH; Köln; S. 14 - 20
- [12] **Maidl, B. (1997):** *Tunnelbau im Sprengbetrieb – Bauverfahren im Sprengvortrieb*; Springer Verlag; Berlin; 1997, S. 9 – 26
- [13] **Maidl, B. (2004):** *Handbuch des Tunnel- und Stollenbaus – Band I – Die Spritzbetonverfahren*; 3. Auflage; Verlag Glückauf GmbH; Essen; 2004, S. 164 - 181
- [14] **Wittke, W.; Pierau, B.; Erichsen, C. (2002):** *Geotechnik in Forschung und Praxis – WBI-Print 5; Statik und Konstruktion der Spritzbetonbauweise – Tunnel Niedernhausen*; Verlag Glückauf GmbH; Essen; 2002, S. 271 - 300
- [15] **Maidl, B. (2004):** *Handbuch des Tunnel- und Stollenbaus – Band II – Wasserhaltung, Abdichtung und Entwässerung*; 3. Auflage; Verlag Glückauf GmbH; Essen; 2004, S. 179 ff.
- [16] **Trunk, U. (1996):** *Horizontaler Soilcrete-Dichtschirm gegen drückendes Grundwasser beim U-Bahnbau*; Vorträge der Baugrundtagung 1996 in Berlin, DGGT e.V., Berlin, 1996, S. 457 - 462
- [17] **Maidl, B. (2004):** *Handbuch des Tunnel- und Stollenbaus – Band II – Messtechnische Überwachung, Vorauserkundung und Beweissicherung*; 3. Auflage; Verlag Glückauf GmbH; Essen; 2004, S. 131 - 167

- [18] **Wittke, W. (1995):** *Empfehlungen des Arbeitskreises „Tunnelbau“, In-situ-Messungen während und nach der Bauausführung*; Ernst & Sohn Verlag GmbH; Berlin; 1995, S. 75 - 80
- [19] **Witt, K.-J. (2005):** *Skript zur Vorlesung „Unterirdische Felsbauwerke“ – Einführung in die Tunnelbaustatik*; Bauhaus Universität Weimar; Weimar; 2005, S. 2 ff.
- [20] **Raue, E. (2002):** *Einführung in die DIN 1045-1*; Bauhaus Universität Weimar; Weimar; 2002, S. 48 - 51
- [21] **Schneider, K.-J. (2002):** *Bautabellen für Ingenieure*; 15. Auflage; Werner Verlag GmbH Co. KG; Düsseldorf; 2002, S. 110

Normen und Richtlinien

- [22] **DIN 18551 (2005-01)** – Spritzbeton; Herstellung und Güteüberwachung
- [23] **ZTV-ING – Teil 5 – Abschnitt 1 (2003-03)** – Zusätzliche technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Straßentunneln – Geschlossene Bauweise
- [24] **DIN 21521–1 (1990-07)** – Gebirgsanker für den Bergbau und den Tunnelbau – Begriffe
- [25] **ZTV-Tunnel Teil 1 (1995)** – Zusätzliche technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Straßentunneln – Geschlossene Bauweise
- [26] **DIN 1045–1 (2001-07)** – Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Bemessung und Konstruktion
- [27] **DIN 1055–100 (2001-03)** – Einwirkungen auf Tragwerke – Grundlagen der Tragwerksplanung; Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln

Internet

- [28] **Schmücketunnel** – www.schmuecketunnel.de – Stand 15.02.2007

- [29] **Max Bögl GmbH & Co. KG** – www.max-boegl.de – Stand 20.02.2007

- [30] **STUMP Spezialtiefbau GmbH** – www.stump.de – Stand 04.03.2007

- [31] **MTS-Keller-AG** – www.mts-keller.ch Stand – 12.03.2007

- [32] **GEODATA Messtechnik Gesellschaft mbH** – www.geodata.at –
Stand 23.03.2007

- [33] **INTERMETRIC-GmbH** – www.intermetric.de – Stand 25.03.2007

- [34] **FARO Europe-GmbH & Co. KG**– www.faro.com – Stand 12.04.2007

Anlagen

Die folgenden Anlagen befinden sich in dem dieser Diplomarbeit zugehörigen Ordner sowie als pdf – Datei auf der beigefügten CD-Rom.

Anlage 1	Tunnelbautechnischer Längsschnitt
Anlage 2	Lage der Pegel für die Brunnengalerie
Anlage 3	Ausbruchs- und Vermessungsübersichtsplan
Anlage 4	Stand sicherheitsnachweis nach DIN 1045-1 [26]

Thesen zur Diplomarbeit

Der Obere Buntsandstein (Röt) ist der geologisch anspruchsvollste Baugrund beim Bau des Schmücketunnels, bezüglich der Grundwasserproblematik und Standsicherheit.

Die Grundwasserabsenkung über Brunnen von Übertage ist die Vorzugsvariante bei der Beherrschung des Grundwassers im Bereich des Röts, bezogen auf den Bau des Schmücketunnels.

Bei zukünftigen Ausschreibungen für Tunnelbauwerke muss hinsichtlich der Wirtschaftlichkeit und der Qualitätssicherung der Einsatz von Tunnelscannern gefordert werden.

Um weiterführende Tunnelvermessungen durchführen zu können und deren Ergebnisse vergleichbar zu machen, müssen im Tunnelbau NHN-Höhen eingeführt werden.

Auf Grund einer großen Bandbreite bei der Angabe der Gebirgskennwerte sind Innovationen bei Feld- und Laborversuchen notwendig.

Der Sohlenbereich der Innenschale erfährt, im Vergleich zu First und Ulme, die geringste Belastung und demzufolge die kleinste erforderliche Biegebewehrung.

Die erforderliche Bewehrungsmenge bei einem Verformungsmodul von 50 MN/m^2 steigt bezüglich der Überdeckungshöhe schneller, als bei einem Verformungsmodul von 100 MN/m^2 .

Mit wachsendem Verformungsmodul nehmen die Bewehrungsmengen im Firstbereich, im Vergleich zum Ulmenbereich, stärker zu.

Eine Reduzierung der Teilsicherheitsfaktoren für vorübergehende Einwirkungen (Bauzustand) ist in DIN 1045-1 [26] sowie in DIN 1055-100 [27] nicht vorgesehen.

Selbstständigkeitserklärung

Erklärung

Hiermit erkläre ich, dass ich die vorliegende Arbeit selbstständig und nur unter Verwendung der angegebenen Quellen und Hilfsmittel angefertigt habe.

Weimar, den 22. Juni 2007
