

Dreidimensionale Finite Elemente Berechnung der Setzungsmulde am Beispiel des Steinhaldenfeld-tunnels in Stuttgart

S.C. MÖLLER,
Institut für Geotechnik, Universität Stuttgart

E. ROGOWSKI
Landesamt für Geologie, Rohstoffe und Bergbau Baden-Württemberg, Stuttgart

T. LEHMANN
Institut für Geotechnik, Universität Stuttgart

ZUSAMMENFASSUNG

Dieser Beitrag beschäftigt sich mit der Berechnung von Setzungen infolge eines Tunnelvortriebs mit Hilfe der räumlichen Finiten Elemente Methode. Es handelt sich dabei um die Nachrechnung der Oberflächensetzungsmulde infolge Kalottenvortriebs des „Steinhaldenfeld Stadtbahntunnels“ in Stuttgart. Auf der Grundlage eines Bodenprofils aus Kernbohrungen, den dazugehörigen geotechnischen Bodenparametern und den verfahrenstechnischen Randbedingungen des Tunnelvortriebs, wird ein dreidimensionales FE Rechenmodell vorgestellt. Zur Beschreibung der Bodenreaktionen wird das linear-elastische ideal-plastische Stoffgesetz nach Mohr-Coulomb verwendet. Weitere Randbedingungen, wie das Erhärten der Spritzbetonschale mit der Zeit, die Vortriebssicherung mittels Systemverankerung oder das Anfahren des Tunnels aus einer Baugrube heraus werden berücksichtigt und erläutert.

1 EINLEITUNG

Die Baumaßnahme Steinhaldenfeld-Tunnel befindet sich nordöstlich der Landeshauptstadt Stuttgart und umfasst den Stadtbahnausbau der Linie U2. Wie aus Bild 1 hervorgeht, wurde der Tunnel beginnend bei der bisherigen Endstation Hauptfriedhof in einem 110m langen Bauabschnitt in offener Bauweise errichtet. Im Anschluss daran folgt ein

940m langer Bauabschnitt in bergmännischer Bauweise.

Der erste Abschnitt des bergmännisch hergestellten Tunnels beginnt bei km 2+790 und ist 800m lang. Der Querschnitt hat eine lichte Breite von 8,80m und eine lichte Höhe von 7,23m. Hieraus ergibt sich ein Querschnitt von ca. 70m². Die Kalotte wurde vorauseilend über die gesamte Tunnellänge

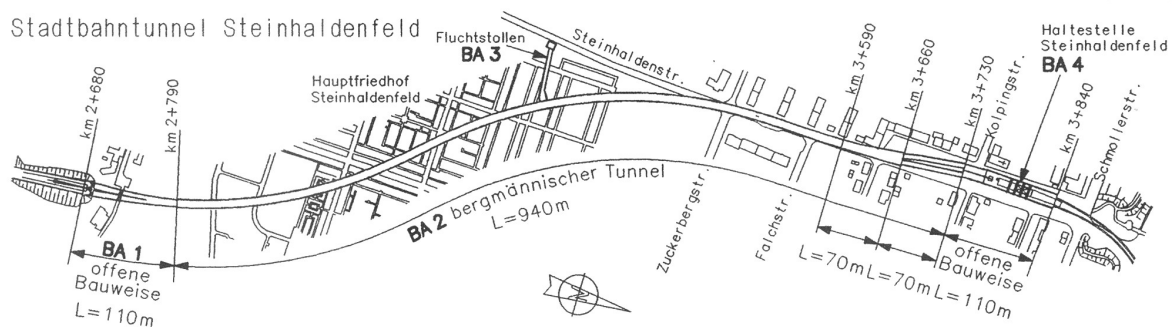


Bild 1: Lageplan Baumaßnahme Stadtbahntunnel Steinhaldenfeld [1]

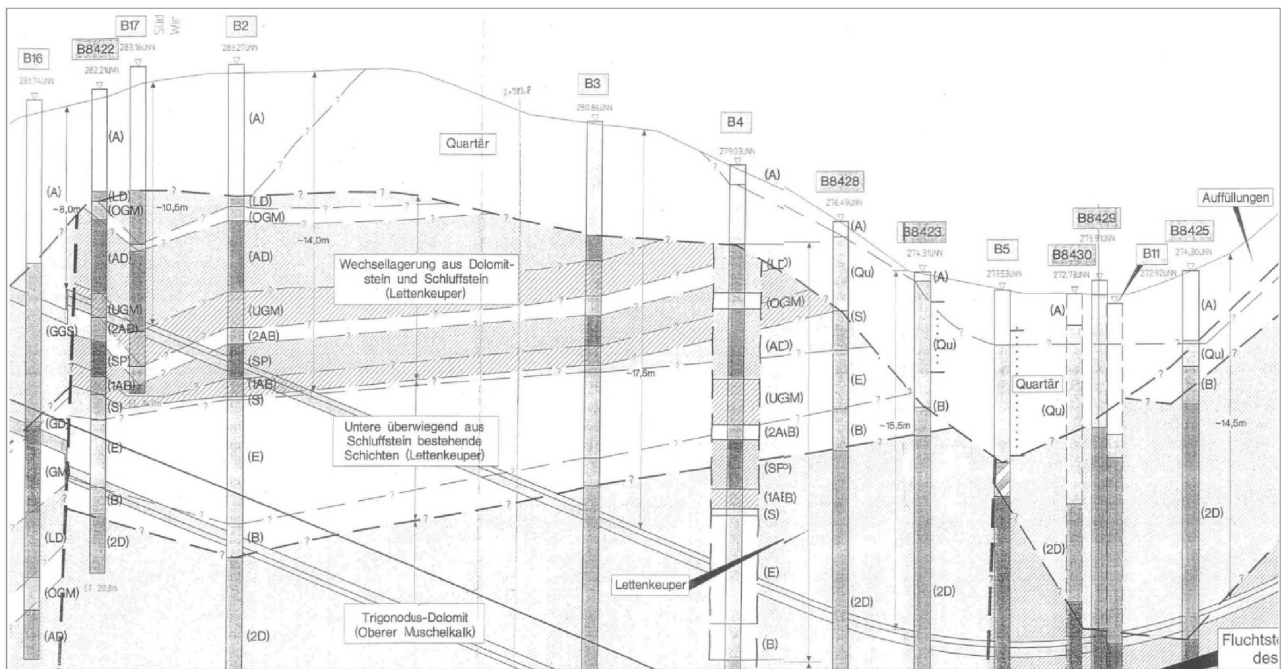


Bild 2: Geologisches Bodenlängsprofil für Stadtbahntunnel Steinhaldenfeld [2] und [3]

aufgefahren, daran anschließend die Sohle nachgezogen. Die lichte Höhe beim Kalottenausbruch betrug 6,65m mit einem Ausbruchsquerschnitt von ca. 63m². Die Überdeckung dieses Tunnelabschnittes schwankt zwischen 7,50m und 19m. Innerhalb dieses Abschnitts wurde während des Vortriebs der Hauptfriedhof Steinhaldenfeld unterquert.

Der zweite Abschnitt beginnt bei km 3+590 und ist 70m lang. Die lichte Breite des Tunnelquerschnitts weitet sich in diesem Abschnitt auf 13,35m aus und geht anschließend in zwei eingleisige Tunnelröhren über, die in die Haltestelle Steinhaldenfeld mit Mittelbahnsteig münden. Der Aufweitungsquerschnitt verläuft nahe der bestehenden Wohnbebauung. Die Überdeckung nimmt hier von 12m auf 6,5m ab.

Der dritte anschließende Abschnitt beginnt bei km 3+660 und hat ebenfalls eine Länge von 70m. Die zwei eingleisigen Querschnitte sind ca. 40m² groß. Die Überdeckung nimmt von 8m auf 3m ab.

Am Ende des bergmännisch hergestellten Tunnelabschnittes folgt wiederum ein 40m langer Abschnitt in offener Bauweise.

2 GEOLOGIE

Der anstehende Baugrund besteht neben einer quartären Deckschicht (Lößlehm, Hanglehm und Fließerden) und Auffüllungen hauptsächlich aus

Schluff-, Ton und Dolomitsteinen des Lettenkeuper sowie Dolomit- und Kalksteinen des oberen Muschelkalks. Im gesamten Bereich, in dem der Tunnel aufgefahren wurde, fällt lediglich etwas Sickerwasser an, so dass drainierte Randbedingungen angenommen werden können. Aus Kernbohrungen entlang der Tunneltrassierung ist ein geologischer Längsschnitt vorhanden, der nachfolgend in Bild 2 für die ersten 400 Tunnelmeter ab Haltestelle Hauptfriedhof dargestellt ist.

3 BAUGRUND

Die geotechnischen Bodenkennwerte sind eine Abschätzung infolge geologischer Klassifizierung der Bohrergebnisse. Die wichtigsten geotechnischen Bodenparameter sind in Tabelle 1 dargestellt.

4 VERFAHRENSTECHNIK

Das Auffahren des bergmännisch hergestellten Tunnels erfolgte mit der Spritzbetonbauweise. Zum Lösen des Gebirges kamen hier je nach Gesteinsfestigkeit entweder ein Bagger mit Hydraulikmeißel (Bild 3) oder ein Sprengvortrieb zum Einsatz. Zur Sicherung des Tunnels wurden vor dem Ausbruch Spieße und anschließend Ausbaubögen, bewehrter Spritzbeton und Anker eingesetzt.

Von der Seite Hauptfriedhof wurde der Tunnel aus einer Baugrube mit Trägerbohlwand aufgefahren

			Feuchtwichte	Verformungsmodul	Querdehnzahl	Gesteinsfestigkeit	Scherparameter		Durchlässigkeitsbeiwert
			γ' [KN/m ³]	E [Mpa]	ν [-]	σ_c [Mpa]	ϕ' [°]	c' [KN/m ²]	k [m/s]
Oberer Muschelkalk	Kalksteine der Künzelsauer Schichten	unverkarstet	25 - 26,5	3000 - 5000 (<1000) ¹⁾	0,15 - 0,20	Kst: 60 - 100 (150) ²⁾ Ust: 5 - 20 (60) ²⁾	S: 35 - 40 K: 35 - 40	S: 500 - 2000 K: 500 - 2000	10 ⁻⁸ - 10 ⁻⁶
		verkarstet	23 - 26	<1000	0,20 - 0,25	Kst: 20 - 100 (150) ²⁾	30	0 - 200	10 ⁻⁴ - 10 ⁻²
	Dolomitstein des Trigonodus-Dolomits	gesteinsfest bis wenig entfestigt	22 - 24	500 - 2000	0,2	10 - 30 (60) ²⁾	35	200 - 500	10 ⁻⁶ - 10 ⁻⁴
		stark bis völlig entfestigt	18 - 20	30 - 150	0,30 - 0,35	—	25	25 - 30	10 ⁻⁶
Dolinenfüllungen			19 - 21	50 - 100	0,30 - 0,35	—	25 - 30	5 - 25	10 ⁻⁸ - 10 ⁻⁷
Lettenkeuper	überwiegend aus Schluffstein bestehend	22,5 - 23,5	50 - 200	0,35	Ust: <5 Dst: 10 - 30 (50) ²⁾	S: 20 - 25 K: 25 - 30 ⁶⁾	S: 0 - 50 K: 10 - 50 ³⁾	10 ⁻⁹	
	Wechsellagerung aus Dolomitstein und Schluffstein	23,5 - 24,5	E _i = 250 - 1000 ⁴⁾ E _s = 100 - 300 ⁵⁾	$\nu_i = 0,25 - 0,30$ $\nu_s = 0,20 - 0,25$ ⁶⁾	Ust: <5 Dst: 10 - 30 (50) ²⁾	S: 20 - 25 K: 25 - 30 ⁶⁾	S: 0 - 50 K: 10 - 50 ³⁾	10 ⁻⁸ - 10 ⁻⁷	
ausgelagerter Gipskeuper			21 - 22	50 - 100	0,35	—	30 ⁵⁾	0 ³⁾	10 ⁻⁹ - 10 ⁻⁷
Deck-schichten	Lößlehme, Hanglehme, Fließerden	20 - 21	15 - 30	0,35 - 0,40	—	—	20 - 25	10 - 20	—
	Auffüllungen	18 - 20	5 - 15	0,35 - 0,40	—	—	20 - 30	0 - 10	—
Anmerkungen:			1) bei hohem Anteil an Schluffsteinzwischenlagen			Abkürzungen:		Kst	Kalksteine
			2) lokale Höchstwerte					Dst	Dolomitsteine
			3) Ersatzreibungswinkel bei starker Entfestigung					Ust	Schluffsteine
			4) parallel zur Schichtung					S	Schichtfugen
			5) senkrecht zur Schichtung					K	Kluftflächen
			6) bei starker Entfestigung (Verwitterungsschluff mit wenig bis stark entfestigten Dolomitsteinen): isotrop mit E = 50 - 100 Mpa, $\nu = 0,35$						

Tabelle 1: Geotechnische Bodenkennwerte nach [3]



Bild 3: Kalottenvortrieb mit Hydraulikbagger

ren. Wie in Bild 4 dargestellt, wurden für den Tunnelanschlag im Bereich des Portals Teile der senkrechten Träger aus dem Verbau herausgeschnitten und durch einen horizontalen Fachwerkträger über dem Portal, sowie einer Spritzbetonschale auf der Anschlagfläche ersetzt.

Die in Tabelle 2 und Bild 5 aufgeführte Ausbruchsklasse 6A-K-1, welche für Teile des Steinhaldenfeldtunnels zur Anwendung kam, sieht den Ausbruch mit einem Bagger vor. Die Länge der ungesicherten Abschlüge in der Kalotte betrug 1,20m, in der Storsse und Sohle 4,80m. Im oberen Drittel der Kalotte wurden als vorausseilendes Sicherungsmittel Spieße aus Bst.500S mit einem Durchmesser von 25mm, einer Länge von 5m, in einem Abstandsrastrer von 30cm verwendet. Nach

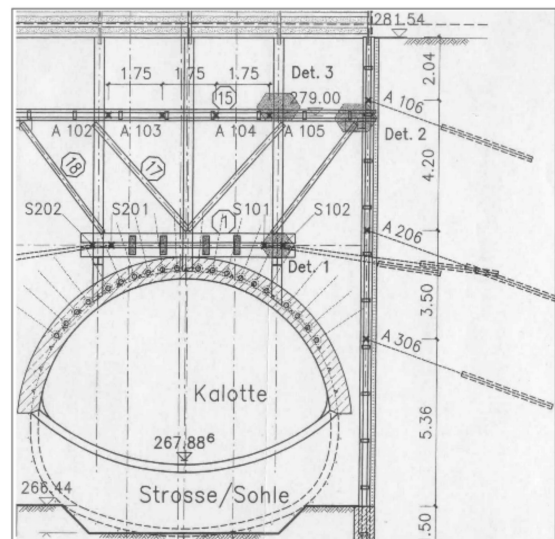


Bild 4: Tunnelportal und Trägerbohlwand einer Spritzbetonschicht auf der Anschlagfläche ersetzt [4].

dem Ausbruch der Kalotte erfolgte eine Sicherung mit Ausbaubögen GI100 der Stahlgüte 31MN4U im Abstand von 1,20m und einer 25cm starken Spritzbetonschale bestehend aus B25 mit einer zweilagigen Mattenbewehrung Q257A. Außerdem wurde das Kalottengewölbe durch eine Systemanker (SN-Anker) gesichert.

Beim Ausbruch der Sohle wurden zusätzlich zwei SN-Anker je Abschlag seitlich eingebaut. In dem

Ausbruchklasse		6 A-K-1
Ausbruchart / Lösen		Bagger
Ungesicherte Abschlagentiefen	Kalotte	0,80 m - 1,20 m
	Strosse/Sohle	4,80 m - 8,00 m
Ortsbrustsicherung	Kalotte	ggf. Spritzbeton d = 3 - 5 cm
	Strosse/Sohle	-
vorausseilende Sicherung		Spieße; ϕ 25 mm; L = 4 - 6 m; a = 30 cm Bst. 500S
Spritzbeton B25	Kalotte	d = 25 cm
	Sohle	d = 25 cm
Bewehrung	Kalotte	min. BSTG - Matten (2-lagig) Q 257A
	Strosse/Sohle	min. BSTG - Matten (2-lagig) Q 257A
Systemankerung	Kalotte	SN-Anker L = 4 - 6 m \geq 10Stk. bzw. 9Stk. / Abschlag
	Strosse	SN-Anker L = 4 - 6 m \geq 2Stk. / Abschlag
Ausbaubögen	Kalotte	Stahlbogen Gl 100; Stahlgüte: 31 MN 4 U
Abstand der Ausbaubögen	Kalotte	0,80 m - 1,20 m
Sohlschluß	Sohle	4,80 m - 8,00 m

Tab. 2: Ausbruchklasse 6A-K-1 [4]

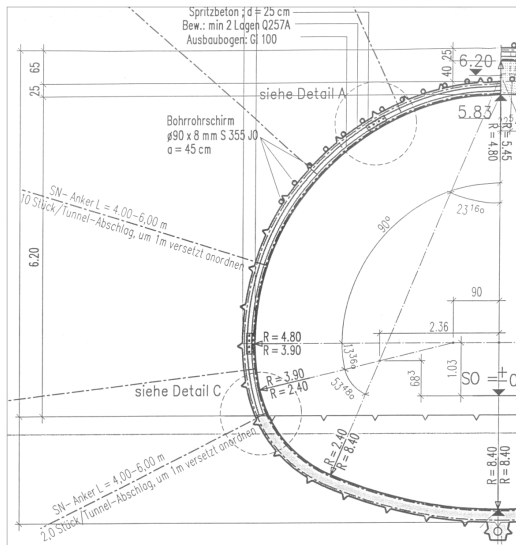


Bild 5: Querschnitt mit Sicherungsmitteln [4]

hier behandelten Tunnelabschnitt erfolgte der Sohlschluß in der Kalotte nach drei, in der Sohle nach sechs Abschlügen.

5 BERECHNUNGSMODELL

Für die räumliche Finite Elemente Berechnung des Steinhaldenfeldtunnels wurde das Programm PLAXIS 3D Tunnel verwendet. Hinsichtlich der programmbedingten Möglichkeiten mussten einige vereinfachende Annahmen bei der Erstellung des Berechnungsmodells getroffen werden, welche im folgenden dargestellt werden.

5.1 Modellabmessungen

Ziel der Berechnungen war die Simulation von Oberflächensetzungen der ersten 70m Tunnelvortrieb. Um ausreichende Abmessungen für die Längssetzungsmulde zu gewähren, führte diese Randbedingung zu der Wahl eines 120m langen Berechnungsmodells. Aus Setzungsmessungen war bekannt, in welcher Breite die Ausdehnung der Quersetzungsmulde zu erwarten war, so dass hier eine Modellbreite von 40m des halben symmetri-

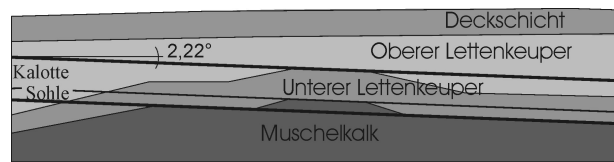


Bild 6: Vereinfachtes Bodenprofil

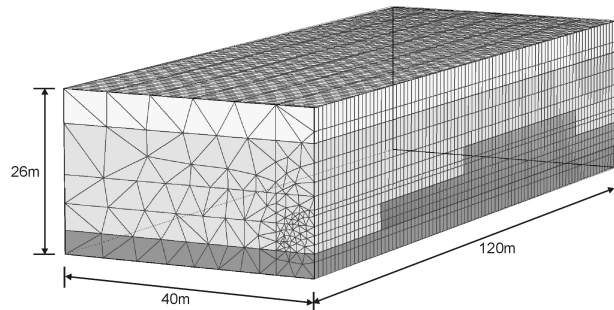


Bild 7: Modellabmessungen und gewähltes Bodenprofil für FE Berechnung

schen Systems gewählt werden konnte. Die Modellhöhe von 26m ergab sich aus den Mächtigkeiten der einzelnen Bodenschichten und der Tiefenlage des Tunnels. Die Schichtdicke unterhalb des Tunnels wurde hier mit einem halben Tunneldurchmesser vergleichsweise gering gewählt. Grund war das Einsparen von Rechnerkapazität durch die Wahl von minimalen Modellabmessungen. Da es sich jedoch bei dieser Schicht um ein mit Faktor zehn steiferes Material handelt (vergleiche Tabelle 1), kann der daraus resultierende Einfluss auf die Berechnung von Setzungen als sehr gering angesehen werden.

5.2 Bodenprofil

In Bild 6 ist ein vereinfachtes Bodenprofil dargestellt, das auf Grundlage des geologischen Bodenschnitts aus Bild 2 erstellt wurde. Zusätzlich wurden Informationen des Landesamtes für Geologie in Stuttgart über Schichtverläufe an der Ortsbrust verwendet, welche während des Vortriebs gewonnen worden waren. Für das in Bild 7 dargestellte Rechenmodell waren weitere Vereinfachungen erforderlich, da sich zum einen durch das Programm nur horizontale Schichtungen realisieren lassen und zum anderen eine genauere Differenzierung zu hohe Rechnerleistung erfordert hätte. Die im wesentlichen mit Gefälle verlaufenden Bodenschichten aus Bild 2 wurden daher über Mittelwertbildung als horizontal im Modell berücksichtigt.

Alle Bodenschichten wurden mit 15-knotigen Volumenelementen und linear-elastischem, perfekt-plastischem Stoffgesetz nach Mohr-Coulomb [5]

	Deckschicht	Oberer Lettenkeuper	Unterer Lettenkeuper	Muschelkalk
Feuchtwichte				
γ [KN/m ³]	20	24	23	23
Verformungsmodul				
E [Mpa]	15	100	60	750
Querdehnzahl				
ν [-]	0,375	0,2	0,35	0,2
Reibungswinkel				
ϕ' [°]	25	25	25	35
Kohäsion				
c' [KN/m ²]	10	25	25	200
Kohäsion mit Ankerzuschlag				
c' [KN/m ²]	nicht erforderlich	50,89	50,89	nicht erforderlich

Tabelle 3: Bodenkennwerte nach [2]

modelliert. Nach Rücksprache mit dem Landesamt für Geologie in Stuttgart, wurden dafür die Bodenparameter der vier maßgebenden Schichten gemäß Tabelle 3 angesetzt. Für die Simulation von Ankern waren im Bereich des Kalottenvortriebs weitere Bodenparametersätze erforderlich. Ankerkräfte wurden dabei als eine in ihrem Einflussbereich wirkende erhöhte Kohäsion berücksichtigt.

Es wurde ohne Grundwasser gerechnet.

5.3 Berücksichtigung von Ankern

Eine gebräuchliche Art Sicherungsanker im Modell zu berücksichtigen ist, die Kraft der Anker auf eine Erhöhung der Kohäsion umzurechnen. Dabei werden die Ankerkräfte im Boden als Kohäsion auf eine Fläche umgerechnet. Diese Fläche ist ein Zylinder, der auf Höhe der Ankermitte um den Tunnel gedacht wird.

Aus Bild 8 geht hervor, wie sich im vorliegenden Fall aus einer Ankerlänge von 5m und einem Kalottenradius von 4,8m ein Zylinderradius von 7,3m ergibt. Aus zwei dritten des Umfangs und dem errechneten Zylinderradius ergibt sich eine zu berücksichtigende Zylinderoberfläche von 36,69m² pro Abschlagslänge von 1,2m. Bei einer durchschnittlichen Ankeranzahl von 9,5 pro Abschlagslänge und einer Ankerkraft von 100kN pro Anker ergibt sich die Kohäsionserhöhung zu 25,89kN/m². Zusammen mit der vorhandenen Kohäsion führt dies im oberen und unteren Lettenkeuper zu einer Kohäsion mit Ankerzuschlag von 50,89 KN/m² (Tabelle 3).

5.4 Tunnelgefälle

Wie bereits schon aus Bild 5 ersichtlich wird, wurde der Kalottenvortrieb des Steinhaldenfeldtunnels mit einem konstanten Abwärtsgefälle von 2,22° realisiert. Da jedoch Schichtungen und Tunnel im Modell horizontal verlaufen, wurde diese

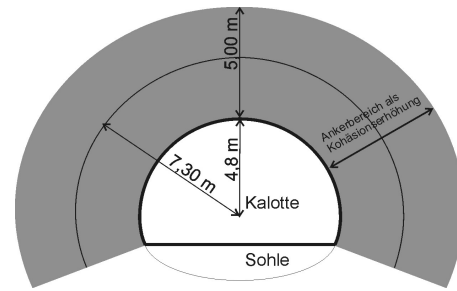


Bild 8: Anker als Kohäsionserhöhung

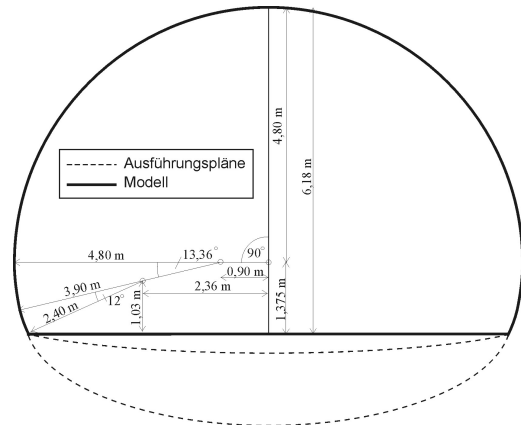


Bild 9: Tunnelgeometrie im Modell

Randbedingung mit Drehen der Gravitationsrichtung um 2,22° berücksichtigt.

5.5 Tunnelgeometrie und Abschlagslänge

Bild 9 zeigt die Berücksichtigung der Kalottengeometrie im Modell. Bis auf die Vereinfachung einer geraden Kalottensohle wurden die unterschiedlichen Krümmungsradien der Kalotte den Ausführungsplänen entsprechend genau berücksichtigt.

Ebenso wurden die Abschlagslängen und die Sicherung der ersten 68,4m Tunnelvortrieb der Realität entsprechend in das Modell übernommen:

- Einbau der Spritzbetonschale im Kalottengewölbe nach jeweils 1,2m
- Einbau der vorübergehenden Kalottensohle nach jeweils 3,6m

5.6 Spritzbetonsteifigkeit

Von besonderer Bedeutung sind die Steifigkeitseigenschaften des Spritzbetons über die Vortriebszeit [6]. Der frisch eingebaute Spritzbeton besitzt eine sehr geringe Steifigkeit, die im Laufe der Erhärtung exponential mit der Zeit zunimmt (DIN 1045, DIN 4227-1). Man kann bereits nach kurzer

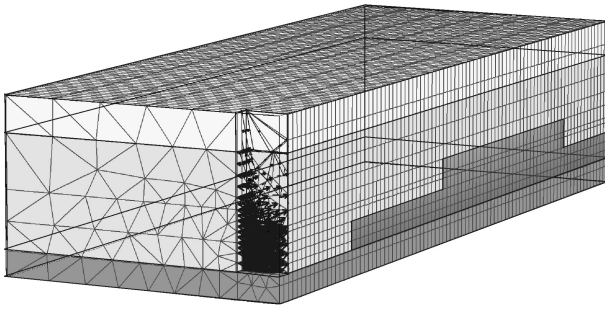


Bild 10: Modell mit aktivem Erddruck auf die Baugrubenwand

Zeit von einer Anfangssteifigkeit E_{Anfang} mit 7.500 MN/m^2 ausgehen. Nach ca. 1,5 Tagen ist bereits eine Steifigkeit von $E_{1-2\text{Tag}} = 15.000 \text{ MN/m}^2$ erreicht. Im Gegensatz zu einer relativ raschen Steifigkeitszunahme am Anfang wird die Endsteifigkeit langsamer erst, nach ein bis zwei Wochen erreicht. Diese liegt für einen Beton B25 nach DIN 4227-1 bei einem Rechenwert von $E_{\text{Rechen}} = 30.000 \text{ MN/m}^2$.

Um den Zeiteffekt der Steifigkeit berücksichtigen zu können, wurde aus den Messprotokollen die durchschnittliche Vortriebsgeschwindigkeit ermittelt. Während der ersten 70m Tunnelvortrieb ergab sich daraus eine Vortriebsleistung von zwei Abschlüssen pro Tag. Eine Erhärtungsdauer von 1,5d entspricht demnach einem Vortrieb von drei Abschlüssen. Für die Berechnung wurde der Spritzbetonschale daher für die ersten drei Abschlüsse die Anfangssteifigkeit von 7.500 MN/m^2 zugewiesen. Nach drei Abschlüssen (1,5 Tagen) wurde diese durch die Steifigkeit $E_{1-2\text{Tag}}$ von 15.000 MN/m^2 ersetzt. Von einer weiteren Erhöhung der Steifigkeit auf die Endsteifigkeit wurde in der Berechnung abgesehen, da sich maßgebende Verformungen bereits unmittelbar nach den ersten Abschlüssen einstellen. Nach einer Vortriebsdauer von zwei Wochen (entspricht 28 Abschlüssen) sind in einer weiten Entfernung von der Ortsbrust keine ausschlaggebenden Verformungen mehr zu erwarten, so dass eine Steifigkeitserhöhung hierbei keinen Einfluss hat.

Die Spritzbetoninnenschale wurde durch Plattenelemente mit linear-elastischem Stoffgesetz modelliert.

5.7 Simulation der Baugrube

Wie bereits unter Abschnitt 4 beschrieben, wurde der Tunnel aus einer Baugrube heraus aufgeföhren. Die Berücksichtigung der Baugrube stellt eine wichtige Randbedingung dieser Setzungsberechnung dar. Wie aufgeföhrt in Bild 10, wurde die Trägerbohlwand durch Aufbringen des aktiven

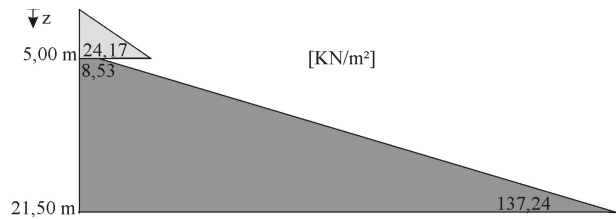


Bild 11: Aktiver Erddruck auf Verbauwand

Erddruckverlaufs im Modell berücksichtigt. Der in Bild 11 dargestellte aktive Erddruck wurde mit der Erweiterung der COULOMB'schen Erddrucktheorie durch MÜLLER-BRESSLAU und OHDE (DIN 4085) ermittelt. Der Wandreibungswinkel wurde hierbei mit $\delta = 2/3 \varphi'$ angesetzt.

Durch den Einfluss von Durchnässung, Frost und Aufgrabungen werden oberflächennahe Kohäsionsanteile häufig zerstört, so dass hier von einer gerissenen Zugzone ausgegangen wurde. Vereinfachend wurde daher der aktive Erddruck an der Geländeoberkante zu Null gesetzt und als linear über die Tiefe zunehmend angenommen. Der aktive Erddruck an der Deckschichtunterkante wurde hierbei mit voller Kohäsion berechnet.

5.8 FE Modell

Wie bereits aus Bild 7 und Bild 10 ersichtlich ist, wurde in der vorliegenden Simulation am halben symmetrischen System gerechnet. Dadurch war es möglich, von Anfang an Rechnerkapazitäten einzusparen. Dennoch hat das oben beschriebene Berechnungsmodell eine relativ große Elementanzahl von 20.000 Elementen mit rund 55.000 Knoten und 120.000 Spannungspunkten.

Als Auflagerbedingungen des FE Netzes wurden ein unverschieblicher unterer Modellrand und vertikal verschiebliche, horizontal gehaltene seitliche Modellränder verwendet. Der obere Modellrand wurde als frei verschieblich modelliert.

5.9 Bauphasen und Berechnungsphasen

Aus den Bildern 7 und 10 wird erkennbar, dass sich vorliegendes Berechnungsmodell nicht für die in der Geotechnik häufig angewandte K_0 -Prozedur zum Generieren des Ausgangsspannungszustands eignet. Aufgrund horizontaler Sprünge von Bodenschichten mit unterschiedlichen Wichten musste der Ausgangsspannungszustand über eine separate Rechenphase mit schrittweise Aufbringen der Bodeneigengewichte berechnet werden.

In einer folgenden Rechenphase wurde gleichzeitig

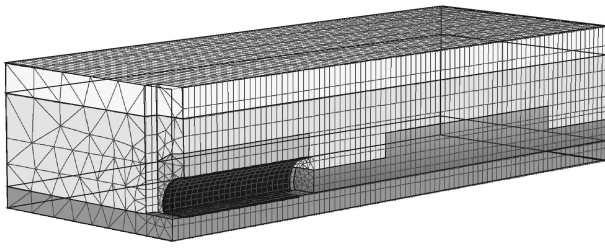


Bild 12: Kalottenvortrieb nach dem 24. Abschlag

mit der Deaktivierung aller Bodenelemente der Baugrube, der aktive Erddruck zur Simulation der Trägerbohlwand aufgebracht (vergleiche Bild 10). Da später nur Setzungen aus dem Tunnelvortrieb betrachtet werden sollten, wurden resultierende Verformungen aus dem Einbringen des Verbaus hiernach zu Null gesetzt.

In den weiteren Rechenphasen wurde der Tunnelvortrieb in einem sich immer wiederholenden Vortriebsschema simuliert. Dabei wurde zunächst in drei Rechenphasen jeweils der Boden in der Kalotte um eine Abschlagslänge deaktiviert und gleichzeitig die Tunnelschale zusammen mit den Ankern (Einbringen der Kohäsionserhöhung um den Tunnel) in der vorangehenden Abschlagslänge aktiviert. Dies entspricht dem Ausbruch durch Bagger oder Sprengen sowie dem anschließenden Sichern durch die Tunnelschale und die Verankerung. Jeweils bei Berechnung der dritten Abschlagslänge in der dritten Rechenphase wurden die Schalenelemente der Sohle aktiviert um somit den nachgezogenen Sohlschluss zu berücksichtigen. Bild 12 zeigt die Vortriebssituation nach dem 24. Abschlag.

Die Erhärtung des Spritzbetons wurde wie unter Abschnitt 5.6 beschrieben als Steifigkeitszunahme in allen Vortriebsrechenphasen berücksichtigt.

6 BERECHNUNGSERGEBNISSE

Bild 13 und Bild 14 zeigen die Oberflächensetzungen als Längssetzungsmulde und als Quersetzungsmulde nach 68,4m (57 Abschläge) Kalottenvortrieb. Betrachtet man zunächst die

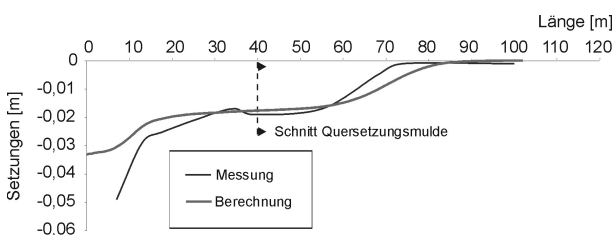


Bild 13: Gemessene und berechnete Längssetzungen

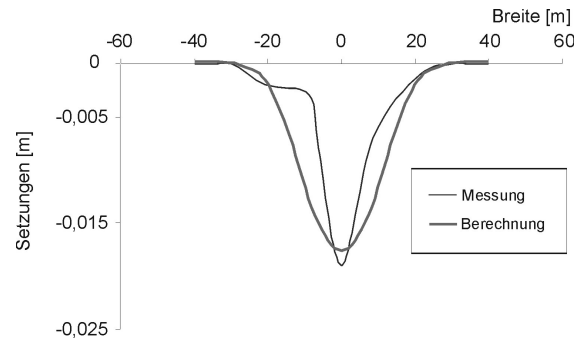


Bild 14: Gemessene und berechnete Quersetzungen

Längssetzungsmulde in Bild 13, so sind die berechneten Setzungen im wesentlichen eine gute Annäherung an die gemessene Wirklichkeit. Schwierigkeiten gibt es bei der Berechnung der Anfangssetzungen infolge des Einflusses aus Baugrube und Verbau. Die Messungen zeigen hier erheblich größere Setzungen als die Berechnung. Jedoch zeigt sich auch, dass der Ansatz des aktiven Erddrucks realistisch ist, da der Längssetzungsverlauf zumindest qualitativ richtig abgebildet werden kann. In bezug auf die Steigung der berechneten Längssetzungskurve wird deutlich, dass das Stoffgesetz nach Mohr-Coulomb im Vergleich zur Messung dazu neigt, eine zu weite Mulde zu liefern [7]. Gleiches tritt für die Berechnung der Quersetzungsmulde in Bild 14 auf. Auch hier zeigen die Messungen einen erheblich steileren Verlauf.

Abgesehen von einigen lokalen Schwankungen der Längs- und Quersetzungsmulde, welche auf örtlich bedingte Inhomogenitäten im Baugrund zurückzuführen sind, sowie Steigungen von Längs- und Quersetzungsmulden, können sowohl Tendenzen insbesondere der Längssetzungsmulde als auch der Betrag der maximalen Setzung recht gut berechnet werden.

7 SCHLUSSFOLGERUNGEN

Es konnte hier am Beispiel des Steinhaldenfeldtunnel in Stuttgart gezeigt werden, dass die räumliche Finite Elemente Methode sich gut dafür eignet, komplexe Bauabläufe zu berücksichtigen und tatsächliche Bauphasen gut im Berechnungsmodell berücksichtigt werden können. Die dreidimensionale Berechnung ist gerade im Tunnelbau von besonderer Bedeutung, da nur durch die räumliche Simulation den wirklichen Spannungs- und Verformungszuständen beim Tunnelbau Rechnung getragen werden kann.

Durch das Umsetzen von wesentlichen Randbedingungen in das Berechnungsmodell, wie das An-

fahren des Tunnels aus einer Baugrube, die Berücksichtigung von Ankern sowie auch das Erhärten der Spritzbetonschale mit der Zeit, konnten hier in der FE Berechnung wesentliche Effekte wieder gegeben werden, so dass insgesamt eine qualitativ gute Aussage über die Oberflächensetzungsmulde möglich war.

Es hat sich allerdings gezeigt, dass ein relativ einfaches Stoffgesetz wie MC nicht in der Lage ist, alle relevanten Eigenschaften des Bodenverhaltens zur Berechnung der Setzungsmulde von Tunnels hinreichend gut zu beschreiben. So sind in vorliegender Berechnung zumindest die zu flachen Steigungen von Längs- und Quersetzungsmulde ein eindeutiges Defizit.

8 LITERATUR

[1] Tiefbauamt Stuttgart

[2] Landesamt für Geologie, Rohstoffe und Bergbau Baden-Württemberg

[3] WBI, Prof. Dr.-Ing. Wittke

[4] Ed. Züblin AG, Zn Tunnelbau u. NL Stuttgart

[5] Brinkgreve, R. & Vermeer, P.A. (1998) Plaxis Version 7. A.A. Balkema, Rotterdam

[6] Bliem, C.: 3D Finite Element Berechnungen im Tunnelbau. Logos Verlag Berlin 2001

[7] Herle, I.: Constitutive models for numerical simulations. In: Rational Tunnelling. Summer school, Innsbruck, 2003. Ed. D.Kolymbas: Logos Verlag Berlin 2003, 27-60